Postverlagsort Berlin

SCHRIFT
DAS
AMTE
WESEN

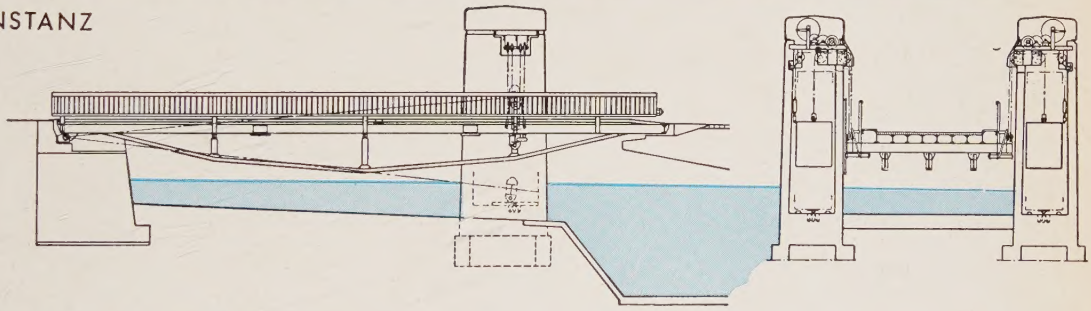
DER BAUINGENIEUR

HERAUSGEBER: PROFESSOR DR.-ING. K. SATTLER / BERLIN
MITHERAUSGEBER: PROFESSOR DR.-ING. A. MEHMEL / DARMSTADT

SPRINGER-VERLAG
BERLIN GÖTTINGEN HEIDELBERG

33. JAHRGANG JUNI 1958 HEFT 6

ÄHRANLEGER KONSTANZ



Die Fährbrücken von 4,5 m Breite und 20 m Länge sind landseitig in Drehlagern abgestützt und 5 m vor dem seeseitigen Ende aufgehängt. Die Brücken sind durch Gegengewichte nahezu ausgeglichen; sie werden durch Seilwindwerke, die auf den Hubtürmen untergebracht sind, bewegt bzw. eingestellt. Die max. Hubveränderung beträgt 4 m und die Hubgeschwindigkeit an der Brückenspitze 0,8 m/min.

HRANLEGER · LANDESTEGE
BBRÜCKEN · DREHBRÜCKEN
PPBRÜCKEN · SCHWIMMBRÜCKEN

1332

M·A·N

CHINENFABRIK AUGSBURG-NÜRNBERG AG · WERK GUSTAVSBURG

DEMAG

RAMMGERÄT

RAMMHÄMMER

PFAHLZIEHER

zum Rammen und Ziehen v
Spundwänden aller Profi
Betonpfählen und Rohr

FELSBRECHER

zum Abbruch alter Fund
mente, Beseitigung von F
über und unter Wasser.

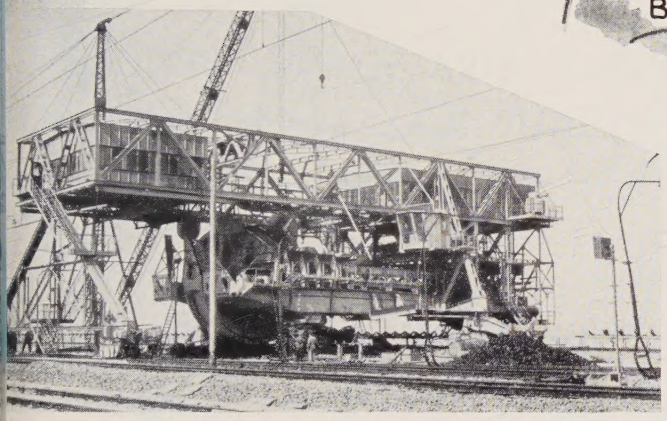
DEMAG AKTIENGESELLSCHAFT DUISBUR

Lauchhammer

Maschinenbau u. Stahlbau G.m.b.H.
DÜSSELDORF-BENRATH

WIR PLANEN + BAUEN:

Schaufelradbagger
Eimerkettenbagger
Absetzgeräte
Aufnahmegeräte
Bunkerbagger
Gleisrückmaschinen
Verladeanlagen
Kettenbahnen
Bandanlagen
Steilförderer
Stahlhoch- und Brückenbau



Aufnahmegerät auf Schienen

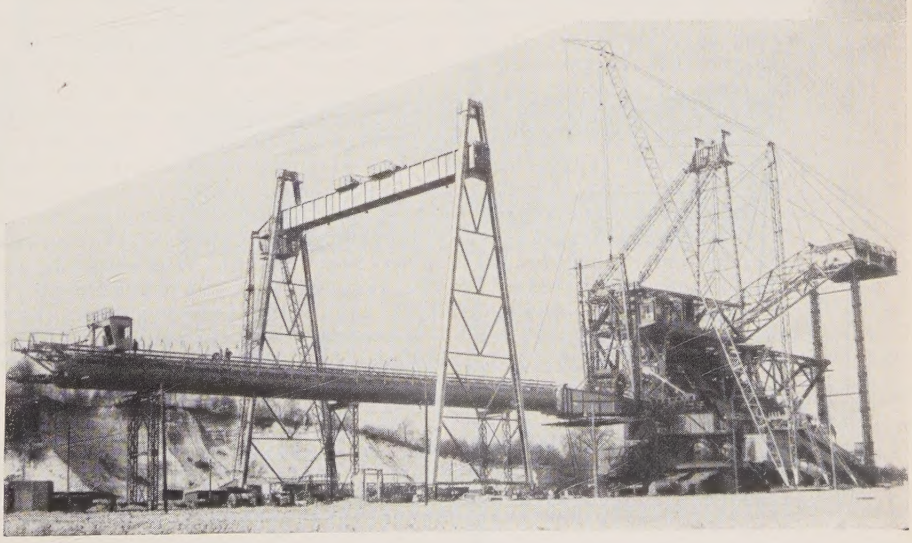
mit 12,0 m Schaufelraddurchmesser
und 4,5 m³ Eimerinhalt

Groß-Absetzanlage

für 110000 m³ Abraum Tagesleistung in 19,2 h

Absetzgerät auf Raupen

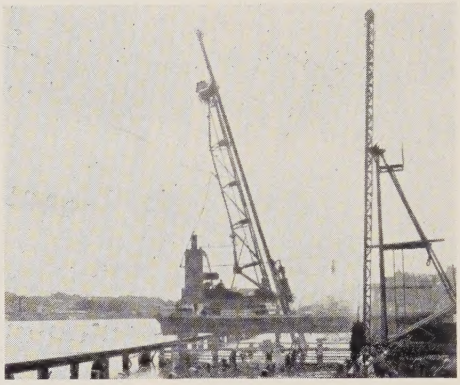
Dienstgewicht	2575	t
Gesamtlänge	160	m
Bauhöhe	55	m
Rohrausleger		
Länge	100	m
Durchmesser	2,8	m



PHILIPP HOLZMANN

AKTIENGESELLSCHAFT · FRANKFURT A.

AUGSBURG
BERLIN
BIELEFELD
BOCHUM
BREMEN
DÜSSELDORF
FREIBURG/BR.
HAMBURG
HANNOVER
KASSEL · KIEL
KOBLENZ



RAMMEN VON SPANNBETONPFÄHLEN IN FLENSBURG

KONSTANZ
KÖLN · MAINZ
MANNHEIM
MÜNCHEN
MÜNSTER
NÜRNBERG
SIEGEN
STRAUBING
STUTTGART
WOLFSBURG
WÜRZBURG

TIEFBAU · HOCHBAU · SPANNBETONBAU · STRASSENBAU · BRÜCKENBA
TUNNELBAU · FLUSS- UND HAFENBAU · WASSERKRAFT-ANLAGE

Hawranek/Steinhardt

Theorie und Berechnung der Stahlbrücken

Nach einem hinterlassenen Manuskript von Professor Dr.-Ing. **A. Hawranek,** ehem. o. Professor der Deutschen Technischen Hochschule Brünn, vollständig neubearbeitet von Dr.-Ing. **Otto Steinhardt,** o. Professor für Stahl-, Holz- und Steinbau an der Technischen Hochschule Karlsruhe. Mit 269 Abbildungen.
X, 426 Seiten Gr.-8°. 1958. Ganzleinen DM 66,—

Inhaltsübersicht: **Grundlegendes aus Festigkeitslehre und Elastizitätstheorie.** Allgemeines. Begriff der Spannung. Gleichgewicht am Volumenelement. Spannungszustände. Verzerrungszustände und Verschiebungen. Die Gesetze zwischen Spannung und Verzerrung (Elastizitäts- oder Stoffgesetze.) Zusammenfassende Bemerkungen und Ausblick. Gleichgewichtskriterien der Mechanik starrer und elastischer Körper. Die Anwendung der Integral-Gesetzmäßigkeiten in der Stabstatik. Die Näherungsmethoden von RITZ und GALERKIN. — **Theorie der Platten.** Grundlagen. Die isotope Platte. Die orthotrope Platte. Berechnung der Platten mittels der Theorie der Trägerroste. — **Theorie der Trägerroste.** Grundlagen. Bezeichnungen. Die Tragwirkung des Trägerrostes. Berechnungsverfahren. Berechnungsbeispiel. — **Stabilitätsprobleme.** Einführung. Knicken von Stäben (Biegeknicken). Beulen von Platten. — **Fahrbahnen.** Grundlagen. Stählerne Leichtfahrbahntafeln (orthotrope Platten). Betonfahrbahntafeln. — **Vollwandträgerbrücken.** Allgemeines. Drillung von Hohlquerschnitten. Stahlhohlplattenbrücken. Kastenträgerbrücken. Durchlaufende Vollwandträgerbrücken. Trägheitsmomentenverlauf bei Durchlaufträgerbrücken. — **Fachwerkträgerbrücken.** Allgemeines. Nebenspannungen in Fachwerkstäben. Besondere Stabilitätsprobleme bei Fachwerkbrücken. — **Bogenbrücken.** Allgemeines. Bezeichnungen. Stütz- und Schnittgrößen der Bogenträger. Zusammenwirken von Bogenträger und durchlaufender Fahrbahnkonstruktion. Von der klassischen Theorie zur Verformungstheorie. Knicken von Bogenträgern. Windverbände von Bogenbrücken. — **Hängebrücken.** Grundlagen. Statik erdverankerter Hängebrücken mit vollwandigen Versteifungsträgern. Dynamik erdverankerter Hängebrücken. Biege- und Torsionsschwingungen. Berechnungsbeispiel. Aerodynamische Stabilität von Hängebrücken. — **Verbundbrücken.** Grundlagen. Starrer Verbund. Elastischer und unterbrochener Verbund. — **Sachverzeichnis.** Jeder Abschnitt enthält ein Literaturverzeichnis.

SPRINGER-VERLAG / BERLIN · GÖTTINGEN · HEIDELBERG

Wehranlagen
Schleusenausrüstungen
Sperrtore
Talsperrenausrüstungen
Druckrohrleitungen
Schiffshebewerke

Projekt Geesthacht

Für die Schleuse Geesthacht liefert Dingler die Antriebe der Hubtore und die hydraulisch angetriebenen Umlaufverschlüsse.

Die Antriebe sind ausgelegt zum direkten Füllen und Entleeren der Schleuse mit den Hubtoren.
Lichte Weite der Tore: 25,08 m
Hubhöhe: Oberhaupt 15,05 m
Unterhaupt 17,00 m

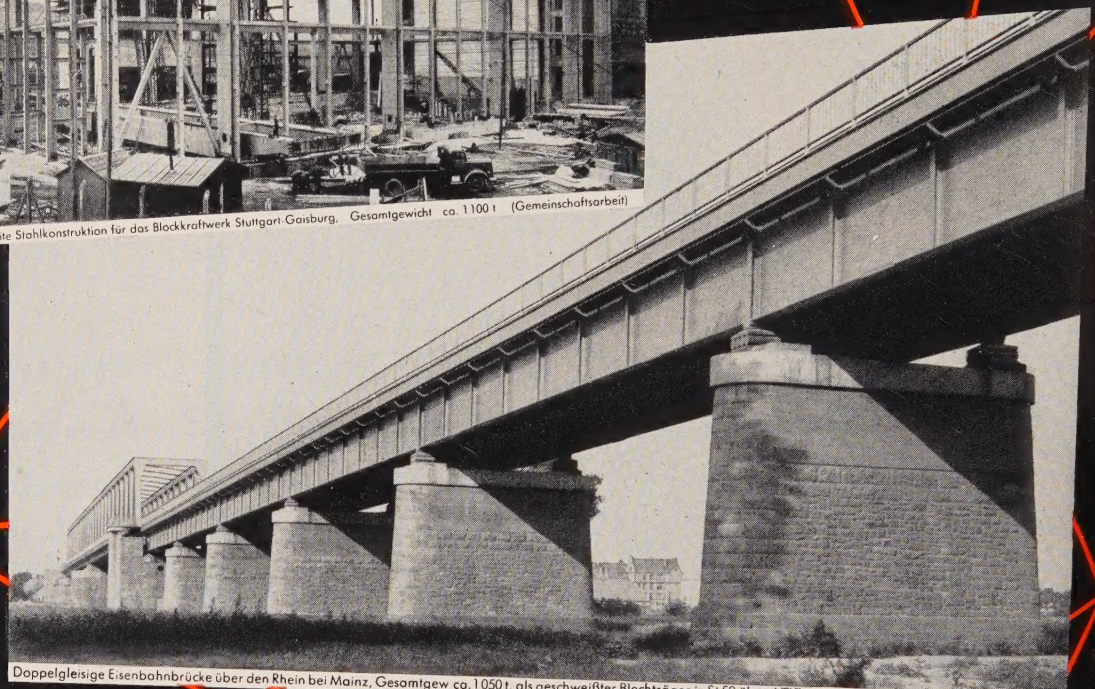
Zu den hydraulisch angetriebenen Umlaufverschlüssen gehören:
4 Füll- und Entleerungsschütze in neuartiger Sternanordnung,
2 Richtungsklappen mit hydraulischen Antrieben,
4 Dammtafeln,
Panzerungen und Fixteile.

DINGLER

DINGLERWERKE
AKTIENGESELLSCHAFT
ZWEIBRÜCKEN

Geschweißte Stahlkonstruktion für das Blockkraftwerk Stuttgart-Gaisburg. Gesamtgewicht ca. 1100 t (Gemeinschaftsarbeit)

SEIT 1897



Doppelgleisige Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Mainz, Gesamtgew. ca. 1050 t, als geschweißter Blechträger in St 52 über 6 Öffnungen von je 40,0 m (Gemeinschaftsarbeit)

FABRIKATIONSPROGRAMM:

STAHLHOCH- UND STAHLBRÜCKENBAU

BEHÄLTER- UND APPARATEBAU

KRANBAU

DRUCKROHRLEITUNGEN

STAHLBAU LAVIS

OFFENBACH-MAIN

RUF 80431 FERNSCHREIBER 04152826

Schweißelektroden
für alle Anwendungsgebiete

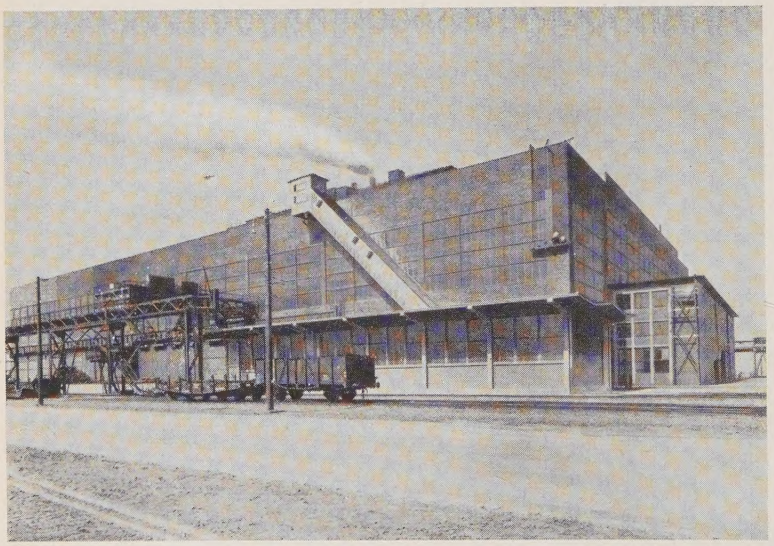
LIKON ELEKTRODENFABRIK EISENBERG G.M.B.H.
EISENBERG/PFALZ

-190 DRAHT: UNIVERS EISENBERGPFALZ FS: 04568

Schwere Hallenkonstruktion für ein Oxygenstahlwerk

Halle mit 4 nebeneinanderliegenden Schiffen und einer Grundfläche von 140 x 114 m, größte Bauhöhe etwa 40 m

Gesamtgewicht etwa 6700 t



FRIED. KRUPP MASCHINEN- UND STAHLBAU RHEINHAUSEN

DER
BAUINGENIEUR
ZEITSCHRIFT FÜR DAS GESAMTE BAUWESEN

HERAUSGEBER: PROFESSOR DR.-ING. K. SATTLER / BERLIN
MITHERAUSGEBER: PROFESSOR DR.-ING. A. MEHMEL / DARMSTADT

SPRINGER-VERLAG BERLIN / GÖTTINGEN / HEIDELBERG

33. JAHRGANG JUNI 1958 HEFT 6

Inhaltsübersicht

Seite

DK 624.916
Prof. Dr.-Ing. ***B. Fritz,*** *Karlsruhe:*
Vom biegesteifen Fachwerksystem zum spannsteifen Seil- oder Stabhängewerk. Mit 8 Abbildungen 209

DK 624.041 : 624.074 : 531.2/.3
Prof. Dr.-Ing. ***L. Stabilini,*** *Mailand:*
Instabilitätsprobleme im Stahlbau. Mit 25 Abbildungen 213

DK 624.916.001 (73)
Dr.-Ing. ***H. K. Bandel,*** *New York:*
Betrachtungen über Hängedachkonstruktionen Mit 12 Abbildungen 221

DK 626.414+627.43 (282.243.146) : (43—2.548)
Bauassessor ***R. Linder,*** *Freiburg i. B.:*
Neuartige Verschlüsse und Formgebungen an Wehr und Schleuse der Neckarstaustufe Poppenweiler Mit 13 Abbildungen 226

DK 624.152.634 : 624.137.4
Dr.-Ing. ***C. Magens,*** *Kiel:*
Über die Wirkung der Wellenspundwand in Häfen mit Schwell. Mit 3 Abbildungen 233

DK 620.197.6 : 667.624.622 : 624.94
Dipl.-Ing. ***H. Hebberling,*** *Unterschondorf a. Ammersee:*
Zur Rostschutzfrage. Mit 1 Abbildung 235

DK 69.058.5 : 531.781.2 : 531.787 : 534.647
Dr.-Ing. ***G. Mittelmann,*** *Frankfurt am Main:*
Warum Messungen an Bauwerken? Mit 7 Abbildungen 236

Kurze Technische Berichte

DK 539.422 : 669.14—423—122.4
Eigenspannungen in Walzträgern. Mit 2 Abbildungen .. 239

DK 629.128.71 : 624.137.4 : 624.152.63 : 666.972.58(73)
Riesen-Trockendock aus Spundbohlen und Prepact-Beton. Mit 2 Abbildungen 240

DK 624.94.016.7 : 725.15
Neuartiges Stahlskelett für ein Gerichtsgebäude Mit 2 Abbildungen 242

DK 693.69 : 691.714 : 669.14.018.821
Nichtrostender Stahl als Baustoff. Mit 4 Abbildungen .. 242

DK 693.82 : 693.814.25
Geschweißte Aluminiumkonstruktionen Mit 3 Abbildungen 244

DK 627.43 (593)
Der Bau der Wehranlage von Chainat in Thailand Mit 3 Abbildungen 245

Buchbesprechungen 246

Neuerscheinungen 248

Verschiedenes
Professor Dr. nat. Dr.-Ing. E. h. Schocklitsch 70 Jahre. S. 248. — Regierungsbaudirektor Dipl.-Ing. Ulrich Seetzen im Ruhestand. S. 248. — Ernennungen. S. 248.

DER BAUINGENIEUR

berichtet über das gesamte Gebiet des Bauingenieurwesens (mit Ausnahme von Vermessungswesen, Verkehrstechnik, Wasserversorgung und Entwässerung der Siedlungen). Er bringt Aufsätze über Baustoffe, Theorie und Praxis der Ingenieurkonstruktionen, interessante Bauausführungen, Berichte über bemerkenswerte Veröffentlichungen des Auslandes, Normungsfragen und Tagungen, Buchbesprechungen.

Originalbeiträge nehmen an die Herausgeber:

Professor Dr.-Ing. K. Sattler,
Technische Universität Berlin,
Lehrstuhl für Stahlbau
(1) Berlin-Charlottenburg 2, Hardenbergstr. 35

Professor Dr.-Ing. A. Mehmel,
(16) Darmstadt, Technische Hochschule.

Alle sonstigen Mitteilungen, Bücher, Zeitschriften usw. werden erbeten an die

Schriftleitung „Der Bauingenieur",
Berlin W 35, Reichpietschufer 20,
Springer-Verlag.

Für die Abfassung der Arbeiten sind die von den Herausgebern anzufordernden Richtlinien zu beachten. Für Formelgrößen usw. sollen soweit irgend möglich die genormten Bezeichnungen nach DIN 1350 und 1044 bzw. der BE. benutzt werden. Vorlagen für Abbildungen werden auf besonderen Blättern erbeten. Reinzeichnungen werden soweit erforderlich vom Verlag ausgeführt.

Nachdruck: Mit der Annahme des Manuskripts erwirbt der Verlag das ausschließliche Verlagsrecht für alle Sprachen und Länder. Im „Bauingenieur" erscheinende Arbeiten dürfen vorher an anderer Stelle nicht veröffentlicht sein und auch später nicht anderweitig veröffentlicht werden.

Photographische Vervielfältigungen, Mikrofilme, Mikrophote von ganzen Heften, einzelnen Beiträgen oder Teilen daraus sind ohne ausdrückliche Genehmigung des Verlages nicht gestattet.

Die Wiedergabe von Gebrauchsnamen, Handelsnamen, Warenbezeichnungen usw. in dieser Zeitschrift berechtigt auch ohne besondere Kennzeichnung nicht zu der Annahme, daß solche Namen im Sinne der Warenzeichen- und Markenschutz-Gesetzgebung als frei zu betrachten wären und daher von jedermann benutzt werden dürften.

Erscheinungsweise: Monatlich.

Bezugspreis: Vierteljährlich DM 12,— (Einzelheft DM 4,50) zuzüglich Postgebühren. — Für Studierende ermäßigt sich der Bezugspreis auf DM 9,60 vierteljährlich zuzüglich Zustellgebühren. — Die Lieferung läuft weiter, wenn nicht 4 Wochen vor Vierteljahresschluß abbestellt wird. Der Bezugspreis ist im voraus zahlbar. — Bestellungen nimmt jede Buchhandlung, jedes Postamt oder der Verlag entgegen.

Anzeigen nimmt die Anzeigen-Abteilung des Verlages (Berlin W 35, Reichpietschufer 20, Westberlin, Fernspr.: Sammelnummer 13 01 31) an. Die Preise wolle man unter Angabe der Größe und des Platzes erfragen.

SPRINGER-VERLAG

Berlin W 35, Reichpietschufer 20,
Fernsprecher: Sammelnummer 13 01 31.

Heidelberg, Neuenheimer Landstraße 28—30,
Fernsprecher: 2 79 01—4.

DER BAUINGENIEUR
33. Jahrgang Juni 1958 Heft 6

Vom biegesteifen Fachwerksystem zum spannsteifen Seil- oder Stabhängewerk

Von Prof. Dr.-Ing. **B. Fritz**, Techn. Hochschule Karlsruhe

DK 624.916

A. Vorbemerkung

Es ist schon des öfteren versucht worden, die von weitgespannten Dachkonstruktionen aufzunehmenden lotrechten Lasten nicht — wie es bisher üblich war — durch biegesteife Vollwandträgerpfetten und Fachwerkbinder zu den Unterstützungsstellen weiterzuleiten, sondern als Querbelastungen auf Tragseile ohne Biegesteifigkeit einwirken zu lassen. Die Vorteile derartiger „Hängekonstruktionen" wurden darin gesehen, daß sie eine gleichmäßigere und bessere Materialausnützung ermöglichen und durch Verwendung von hochzugfesten Stahlsorten ein überraschend geringes Konstruktionsgewicht ergeben. Versuchsweise wurden insbesondere in den USA sowohl einfach gekrümmte Seiltragwerke mit nebeneinanderliegenden Tragseilen als auch in Längs- und Querrichtung gegenläufig gekrümmte Satteltragflächen ausgeführt, die aus zwei sich kreuzenden (und berührenden) Tragseilscharen bestanden.

Bei allen bisher vorgeschlagenen und ausgeführten „Stahlseil-Hängedächern" dieser Art hat man aber immer wieder feststellen müssen, daß solche Tragwerke ohne Biegesteifigkeit nur dann zu empfehlen sind, wenn als Dachabdeckung eine verformungsunempfindliche, dünne Kunststoff- oder Metallhaut gewählt werden kann, die lediglich einen Regen- und Sonnenschutz zu übernehmen hat. Die Versuche, stählerne Seilnetz-Hängedächer mit Bauplatten abzudecken, die den in der Regel verlangten Erfordernissen einer ausreichenden Wärmedämmung Rechnung tragen sollten, haben bisher aber meist zu Mißerfolgen geführt. Diese waren zur Hauptsache darauf zurückzuführen, daß die sich zwischen weit auseinanderliegenden Grenzwerten bewegenden Dachverformungen infolge von Temperaturänderungen, Wind- und Schneebelastungen ein „Arbeiten" der Dachplatten mit sich brachten, das ein Undichtwerden der Dachhaut bewirkte. Um die in einigen Fällen überdies beobachteten Schwing- und Flattererscheinungen zu vermindern, hat man sich zu einem nachträglichen Einbau von lotrechten oder schrägen Halteseilen entschließen müssen.

Zukunftsaussichten für stählerne Hängekonstruktionen sind daher zweifellos nur dann vorhanden, wenn es gelingt,

1. eine wirtschaftliche Lösung für die Verankerung der Hängetragseile zu finden und
2. das Verformungsspiel der tragenden Dachkonstruktion auf ein unschädliches Kleinstausmaß zu vermindern.

Aus der Reihe der verschiedenartigsten von mir entwickelten Konstruktionsvorschläge wird im folgenden ein besonders instruktiv erscheinender Sonderfall herausgegriffen und näher erläutert.

B. Das in sich geschlossene, spannsteife Seil- oder Stabhängewerk

1. Tragsystemausbildung und konstruktive Hinweise

Das zu behandelnde Stabhängewerk besteht nach Abb. 1 aus zwei in einer Ebene liegenden Verankerungsringen *a* und *b*, die durch radial angeordnete Rundstahlstäbe oder Seile *c* miteinander verbunden sind. Dieses ebene Hängewerk liegt auf einem zweiten, damit gekoppelten Hängewerk, dessen innerer Verankerungsring *d* tiefer liegend angeordnet und durch radial, aber unter Neigung verlaufende Rundstahlstäbe *e* mit dem äußeren Verankerungsring *a* verbunden ist. Die beiden übereinanderliegenden Verankerungsringe *b* und *d* müssen

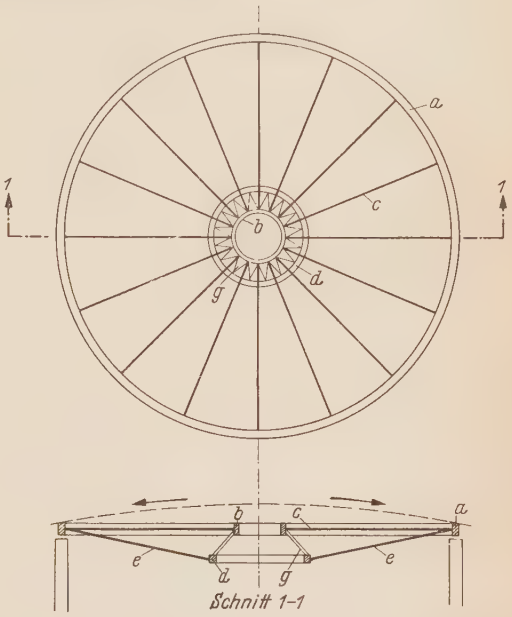


Abb. 1. Kreisförmiges, unterspanntes Stabhängewerk mit kugelförmigem Dachaufbau.

durch Vertikal- oder Diagonalstäbe *g* miteinander verbunden werden. Bei der Verwendung von radial angeordneten Rundstahlstäben erfolgt deren beiderseitige Verankerung am einfachsten durch eingeschnittene oder aufgewalzte Gewinde mit Muttern. Die Verankerungsringe können, wie die Abb. 2 und 3 zeigen, je nach der Grundrißgestalt des zu überdachenden Raumes auch als Ellipsen oder Vielecke ausgebildet werden. Das erforderliche Dachgefälle kann durch eine Querneigung, d. h. pultdachartig, oder durch einen kegel- bzw. kugelförmigen flachen Dachaufbau hergestellt werden.

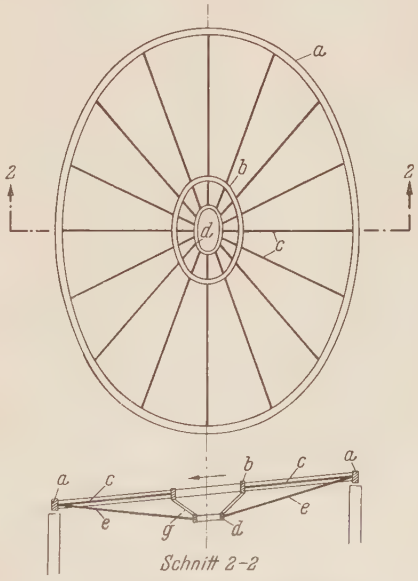


Abb. 2. Elliptisches unterspanntes Stabhängewerk in Pultdachanordnung.

Die Anordnung einer größeren Anzahl von Radialstäben verringert die Knicklängen des äußeren Druckringes und erleichtert das Anbringen von Akustik- oder Dämmplatten, da dann keine zusätzlichen Zwischentragteile mehr erforderlich werden.

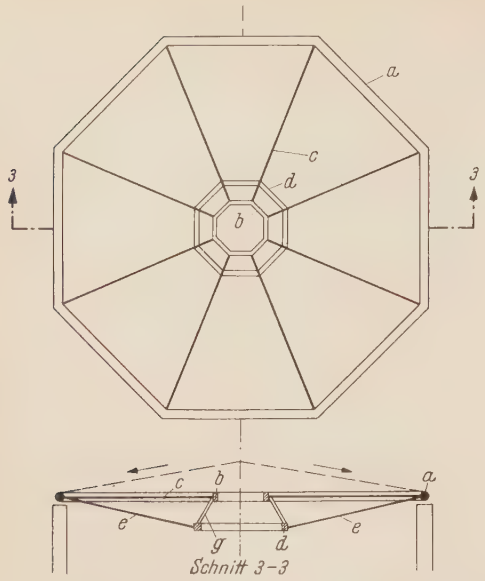


Abb. 3. Unterspanntes Stabhängewerk mit achteckigem Verankerungsrahmen.

2. Berechnungsgrundlagen

Die Berechnungsgrundlagen werden für das in Abb. 4 dargestellte, etwas vereinfachte und maßstäblich überhöhte System abgeleitet.

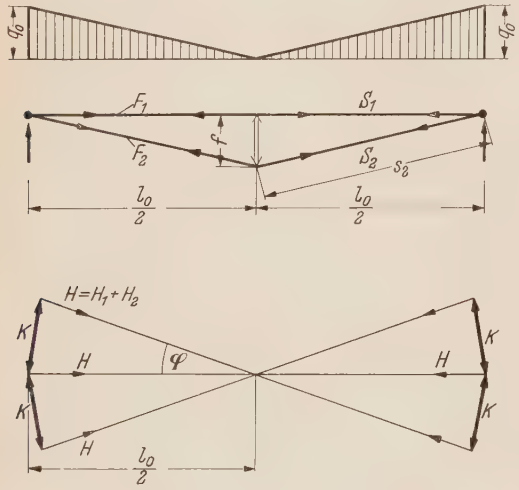


Abb. 4. Schema der statischen Systeme.

Es bedeuten im folgenden:

l_0 die Stützweiten und den Außenringdurchmesser eines kreisförmigen Stabhängewerkes

f den Hängewerkspfeil, der i. d. R. mit $\frac{l_0}{20}$ angenommen werden kann

s_2 die Länge eines Radialstabes im unteren Hängewerk

m die Teilungszahl, d. i. die Anzahl der radial angeordneten Rundstahlstäbe oder Rundstahl-Stabbündel

F_1 die Querschnittsfläche eines Radialstabes im oberen Hängewerk

F_2 die Querschnittsfläche eines Radialstabes im unteren Hängewerk

F_r die Querschnittsfläche des gemeinsamen äußeren Verankerungsringes

q die Dachbelastung/m² Grundrißfläche

q_0 die größte Belastungsordinate der auf einen Radialstab entfallenden Dreiecksbelastung

H_1 die durch einen Radialstabzug des oberen Hängesystems auf den Außen- und Innenring ausgeübte Horizontalkraft

H_2 die durch einen Radialstabzug des unteren Hängesystems auf den Außen- und Innenring einwirkende Horizontalkraft

X die durch die Umlenkung des unteren Hängestabzuges auf das obere Hängesystem stützend einwirkende Druckkraft.

K die im äußeren Verankerungsring auftretende Druckkra

E den Elastizitätsmodul des Radialstabrundstahles

E_r den Elastizitätsmodul des Verankerungsringstahles.

Bei einer Anordnung von m Radialstäben erhält ma die für einen horizontalen Radialstabzug maßgebende Be lastungsordinate q_0 aus

$$q_0 = q \frac{l_0 \pi}{m} \qquad (1$$

und die im Außenring auftretende Ringdruckkraft K au

$$K = \frac{(H_1 + H_2)}{2 \sin \frac{\varphi}{2}} = \frac{(H_1 + H_2)}{2 \sin \left(\frac{180^\circ}{m}\right)} \sim (H_1 + H_2) \frac{m}{2\pi}. \qquad (2$$

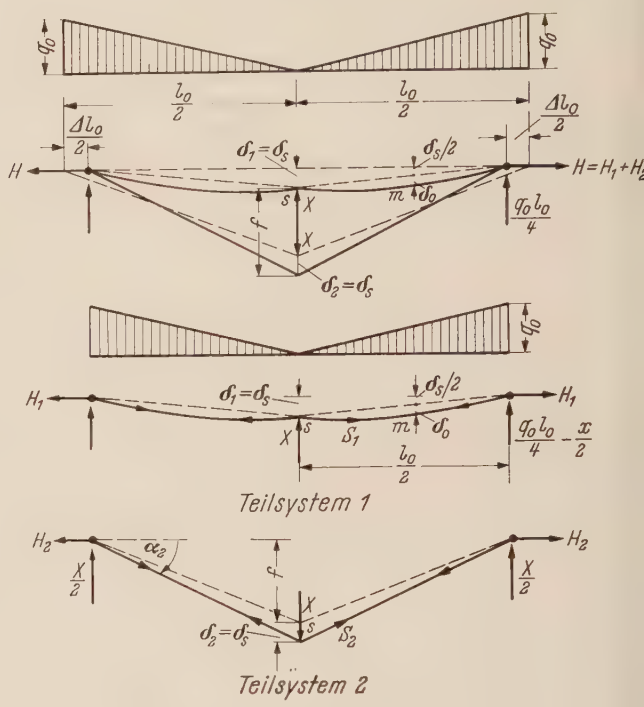


Abb. 5. Darstellung der Systemverformungen und der Zerlegun in Teilsysteme.

Für die in Abb. 5 dargestellten Teilsysteme (1) und (2 gilt zunächst die Verträglichkeitsbedingung

$$\delta_1 = \delta_2 = \delta_s . \qquad ($$

Außerdem ist zu beachten, daß durch die elastisch Verkürzung des Außenringes eine beiden Teilsystemen ge meinsame Verkürzung Δl_0 der Hängewerk-Stützweite l eintritt, die sich aus

$$\Delta l_0 = \frac{K l_0}{E_r F_r} = (H_1 + H_2) \frac{m l_0}{2\pi E_r F_r} \qquad ($$

errechnen läßt.

a) Beziehungen am Teilsystem (1) (Abb. 5).

Am Teilsystem (1) müssen die beiden Bedingungen

$$M_s = 0 \quad (5) \qquad \text{und} \qquad M_m = 0 \qquad ($$

erfüllt werden.

Bei Berücksichtigung der Einsenkung δ_s und des i Viertelspunkt m auftretenden zusätzlichen Durchhanges δ ergeben sich aus den Gleichungen (5) und (6) die Be ziehungen

$$H_1 = \frac{l_0}{4 \delta_s} \left(\frac{q_0 l_0}{6} - X\right) \qquad ($$

und

$$H_1 \left(\frac{\delta_s}{2} + \delta_0\right) = \frac{l_0}{8} \left(\frac{7 q_0 l_0}{24} - X\right), \qquad ($$

aus denen man des weiteren

$$H_1 = \frac{q_0 l_0^2}{64 \delta_0} \qquad ($$

ableiten kann. Durch einen Vergleich der Gleichungen (7) und (9) erhält man

$$\delta_0 = \frac{3}{8}\left(\delta_s + \frac{X\,l_0}{4\,H_1}\right) \tag{10}$$

$$\text{bzw. } \delta_0^2 = \frac{9}{64}\left(\delta_s^2 + \frac{X\,l_0}{2\,H_1}\,\delta_s + \frac{X^2\,l_0^2}{16\,H_1^2}\right). \tag{11}$$

Zwischen der Verlängerung Δs_1 des Radialstabzuges von der ursprünglichen Länge l_0, den Einsenkungen δ_s und δ_0 sowie der Stützweitenverkürzung Δl_0 besteht die Beziehung

$$\Delta s_1 \sim 2\,\frac{\delta_s^2}{l_0} + \frac{512\,\delta_0^2}{45\,l_0} - \Delta l_0\,. \tag{12}$$

Nun erhält man aber auch mit

$$S_1 \sim H_1 \tag{13}$$

$$\Delta s_1 \sim \frac{H_1\,l_0}{E\,F_1}\,. \tag{14}$$

β) Beziehungen am Teilsystem (2) (Abb. 5).

Für das Teilsystem (2) gilt zunächst

$$\sin\alpha_2 = \frac{f+\delta_s}{s_2+\Delta s_2} \sim \frac{f+\delta_s}{s_2} \tag{15}$$

$$\text{und } S_2 = \frac{X}{2\sin\alpha_2} \sim \frac{X\,s_2}{2(f+\delta_s)}\,. \tag{16}$$

Aus der Bedingung

$$M_s = 0 \tag{17}$$

für das Teilsystem (2) erhält man

$$H_2 = \frac{X\,l_0}{4\,(f+\delta_s)}\,. \tag{18}$$

Für die Verlängerung Δs_2 des halben unteren Radialstabzuges von der Länge s_2 gilt nun

$$\Delta s_2 = \frac{\delta_s^2}{2\,s_2} + \frac{f}{s_2}\,\delta_s - \frac{l_0}{4\,s_2}\,\Delta l_0 \tag{19}$$

sowie

$$\Delta s_2 = \frac{S_2\,s_2}{E\;F_2} \sim \frac{X\,s_2^2}{2(f+\delta_s)\,E\,F_2}\,. \tag{20}$$

Durch Gleichsetzen dieser beiden Beziehungen erhält man bei Berücksichtigung der Gleichung (4)

$$\frac{\delta_s^2}{2\,s_2} + \frac{f}{s_2}\,\delta_s - (H_1+H_2)\,\frac{m\,l_0^2}{8\,\pi\,s_2\,E_r\,F_r} = X\,\frac{s_2^2}{2\,(f+\delta_s)\,E\,F_2}\,. \tag{21}$$

Setzt man den über die Gleichung (7) und (18) gewonnenen Ausdruck

$$(H_1+H_2) = \frac{l_0}{4}\left[\frac{1}{\delta_s}\left(\frac{q_0\,l_0}{6} - X\right) + \frac{X}{(f+\delta_s)}\right] \tag{22}$$

in die Gleichung (21) ein, so ergibt sich

$$X = \frac{\left[\delta_s^2 + 2f\cdot\delta_s - \dfrac{q_0\,m\,l_0^4}{96\,\pi\,E_r\,F_r\,\delta_s}\right](f+\delta_s)}{\dfrac{s_2^3}{E\,F_2} - \dfrac{m\,l_0^3\,f}{16\,\pi\,E_r\,F_r}}\,. \tag{23}$$

Durch Gleichsetzen der Gleichungen (12) und (14) erhält man bei Einführung der Gleichungen (11) und (4):

$$\frac{18\,\delta_s^2}{5\,l_0} + \frac{X}{5H_1}\left(4\,\delta_s + \frac{X\,l_0}{4H_1}\right) - \frac{H_1\,l_0}{E\,F_1} - (H_1+H_2)\,\frac{m\,l_0}{2\,\pi\,E_r\,F_r} = 0\,. \tag{24}$$

Da q_0, l_0, f, s_2, m, E, E_r, F_1, F_2, F_r gegeben sind, lassen sich bei verschiedenen Annahmen für δ_s die ihnen entsprechenden Werte X ausrechnen. Die dazugehörigen Werte für H_1 und H_2 erhält man dann aus den Gleichungen (7) und (18).

Diejenige Wertegruppe δ_s, X, H_1, H_2, mit welcher die Gleichung (24) erfüllt wird, stellt die Lösung dar.

Die Einsenkung δ_0 ergibt sich dann aus den Gleichungen (9) oder (10).

Für den Grenz- und Sonderfall $\Delta l_0 = 0$, der $F_r = \infty$ $E_r = \infty$ entspricht, erhält man die vereinfachten Ausdrücke

$$X = \frac{E\,F_2}{s_2^3}\left[\delta_s^2 + 3\,f\,\delta_s + 2\,f^2\right]\delta_s, \tag{25}$$

$$\frac{18\,\delta_s^2}{5\,l_0} + \frac{X}{5H_1}\left[4\,\delta_s + \frac{X\,l_0}{4\,H_1}\right] - \frac{H_1\,l_0}{E\,F_1} = 0\,. \tag{26}$$

Die Spannungsnachweise werden mit den Gleichungen

$$\sigma_1 \sim \frac{H_1}{F_1} \quad (27) \qquad \sigma_2 = \frac{S_2}{F_2} \sim \frac{X\,s_2}{2\,(f+\delta_s)\,F_2} \tag{28}$$

$$\text{und} \qquad \sigma_r = \frac{K\cdot\omega}{F_r} = \frac{(H_1+H_2)\,m\cdot\omega}{2\,\pi\,F_r} \tag{29}$$

erbracht.

Die in der Tabelle 1 zusammengestellten und in Abb. 6 aufgetragenen Berechnungsergebnisse zeigen, daß zwischen den Belastungen q, 2 q, 3 q und den durch sie erzeugten Beanspruchungen σ_1, σ_2 in den oberen und unteren Radialstäben, sowie σ_r im äußeren Druckring keine Proportionalität besteht. Dasselbe gilt auch für die Zunahme der Verformungen.

Die in der Zeile 1 angesetzte Belastung 0,4 q entspricht dem Anteil der ständigen Lasten. Das sich zwischen dieser ständigen Belastung 0,4 q und der Gebrauchs-Größtbelastung q einstellende und sich auf die Dachabdeckung auswirkende Verformungsspiel des Stabhängewerkes ergibt sich aus der Differenz zwischen den Werten der Zeilen 2 und 1 mit

$$\Delta\,\delta_m = 38{,}37 - 27{,}16 = 11{,}21\text{ cm} = \frac{l_0}{268}\,.$$

Bei Berücksichtigung eines nach oben gerichteten und somit entlastenden Windsoges von etwa 0,2 q erhält man als größtmögliches Verformungsspiel

3. Zahlenbeispiele

$$l_0 = 30{,}00\text{ m},\quad f = \frac{l_0}{20} = 1{,}50\text{ m},\quad m = 54,\quad q = 0{,}150\text{ t/m}^2,\quad q_0 = 0{,}262\text{ t/m},\quad F_r = 200\text{ cm}^2\ (\text{St } 24[37)$$

$$F_1 = F_2 = F = 5{,}08\text{ cm}^2\ (2\,\varnothing\ 18\text{ St } 60/90),\quad E = E_r = 2\,100\,000\text{ kg/cm}^2$$

Tabelle 1.

Zeile	Belastung	δ_s	δ_0	δ_m	X	H_1	H_2	H_1+H_2	K	σ_1	σ_2	$\frac{\sigma r}{\omega}$
		cm			t					kg/cm²		
1	0,4·q	5,74	24,29	27,16	0,477	6,065	2,299	8,365	72	1193	454	360
2	1,0·q	12,05	32,34	38,37	1,127	11,390	5,216	16,606	143	2240	1032	715
3	2,0·q	20,39	41,22	51,42	2,134	17,876	9,393	27,269	234	3514	1856	1170
4	3,0·q	27,30	46,18	59,83	3,059	23,929	12,940	36,869	317	4700	2560	1585

Tabelle 2

Sonderfall: $\Delta l_0 = 0$

Ziele	Belastung	δ_s	δ_0	δ_m	X	H_1	H_2	$H_1 + H_2$	K	σ_1	σ_2	$\frac{\sigma r}{\omega}$
		cm			t					kg/cm²		
a	$1{,}0 \cdot q$	7,82	30,25	34,16	1,183	12,179	5,622	17,801	153	2395	1113	765
b	$2{,}0 \cdot q$	14,05	37,73	44,75	2,254	19,529	10,305	29,834	256	3840	2036	1280
c	$3{,}0 \cdot q$	19,20	40,36	49,96	3,228	27,388	14,312	41,700	359	5380	2830	1795

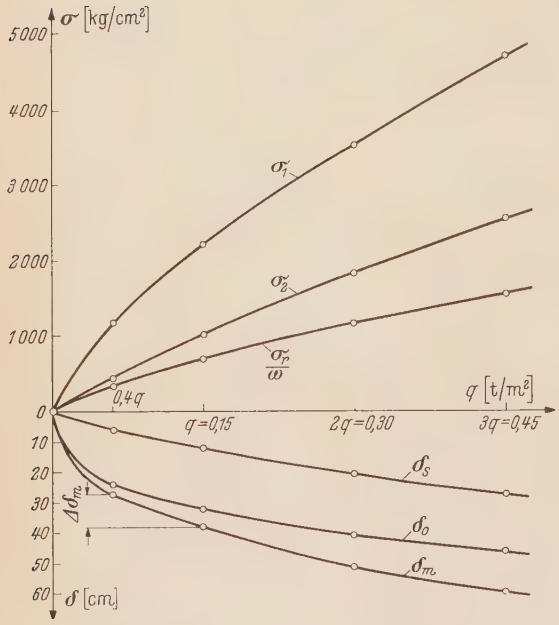


Abb. 6. Stabspannungs- und Verformungsdiagramme mit Berücksichtigung der Druckringverkürzung.

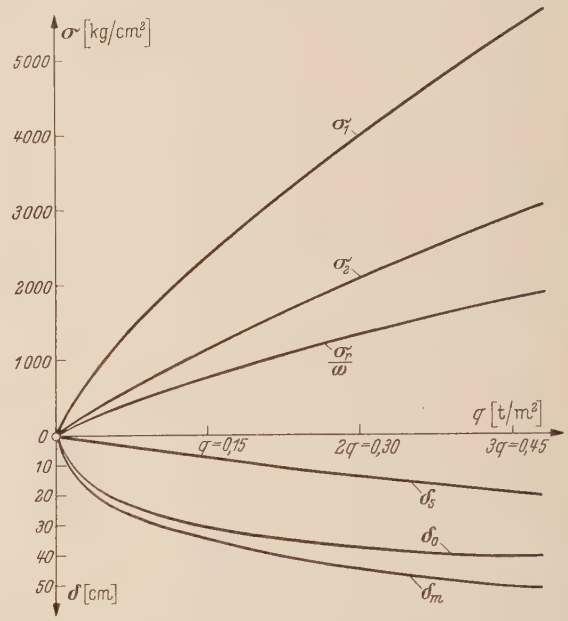


Abb. 7. Stabspannungs- und Verformungsdiagramme ohne Berücksichtigung der Druckringverkürzung.

$$\max \Delta \delta_m \sim \frac{l_0}{170},$$

das in seiner Auswirkung auf die Dachabdeckung noch unschädlich sein dürfte. Es errechnet sich als Verformungsdifferenz zwischen den Belastungen durch q und $0{,}2\,q$.

Ein Vergleich der in den Tabellen 1 und 2 einander gegenübergestellten Zahlenwerte sowie der Abb. 6 und 7 läßt den Einfluß der elastischen Druckringverkürzung erkennen.

Um die großen Vorteile einer Koppelung von zwei Hängesystemen zu beweisen, soll noch der Sonderfall $f = 0$ untersucht werden.

Führt man in dem dadurch entstehenden einfachen und ebenen Hängesystem als Querschnittsfläche für ein Radialstabbündel

$$F = F_1 + F_2 = 10{,}16 \text{ cm}^2$$

ein, so erhält man beispielsweise unter der Gebrauchslast q

$$\delta_s = \frac{l_0}{3} \sqrt[3]{\frac{5\, q_0\, l_0}{32} \left(\frac{2}{E F} + \frac{m}{\pi E_r F_r} \right)} = 54{,}82 \text{ cm}$$

$$\text{und} \qquad H = \frac{q_0\, l_0^2}{24 \delta_s} = 17\,930 \text{ kg}.$$

Man ersieht daraus, daß die Einsenkungen δ bei den gekoppelten Hängesystemen wesentlich kleiner ausfallen als bei einem einfachen und ebenen Stabhängewerk.

Für das durchgerechnete gekoppelte Hängesystem ergibt sich als Stahlaufwand:

1. Obere und untere Radialstäbe einschl. Muttern und Unterlagsscheiben	6,20t
2. Oberer und unterer Innen-Zugring ($D = 2{,}10$ m) einschl. Futter und Stöße	0,70 t
3. Innenring-Vertikalen ($h = 1{,}50$ m)	0.07 t
4. Außen-Druckring einschl. Stöße	15,13 t
Gesamtgewicht der stählernen Überdachung:	22,10 t

Das als Tragwerksbelastung einzusetzende Gewicht der Stahlkonstruktion setzt sich aus den Beiträgen 1. bis 3 zusammen und ergibt

$$g_{\text{Bel.}} = \frac{\sum_1^3 G}{\frac{\pi}{4} l_0^2} = \frac{6970}{706{,}8} = 9{,}87 \text{ kg/m}^2 \text{ Grundrißfläche.}$$

Da der außenliegende stählerne Druckring etwa ²/₃ des Gesamtstahlbedarfes ausmacht, kann es unter Umständen zweckmäßig sein, diesen in Stahlbeton auszuführen und dabei Fertigteile zu verwenden.

C. Schlußbemerkungen

Um im oberen und unmittelbar belasteten Hängesystem den Stabdurchhang zwischen dem Außenring und der Mittenunterstützung noch wirksamer zu vermindern, empfiehlt es sich — wie dies in Abb. 8 dargestellt ist — noch weitere Stützvertikalen i vorzusehen.

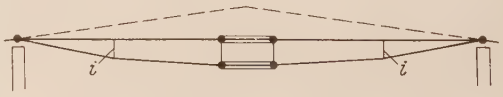


Abb. 8. Gekoppeltes Stabhängewerk mit Zwischenabstützungen.

Abschließend sei noch darauf hingewiesen, daß man auch bei einfachen, ebenen Hängewerken ohne Koppelung eine bedeutende Verringerung des Verformungsspiels erreichen kann, wenn man alle Radialstäbe kräftig vorspannt. Es ergeben sich dann aber wesentlich größere Ringkräfte. Über die Berechnung und Ausbildung von Spannstahlhängewerken dieser Art wird in einem besonderen Aufsatz ausführlicher berichtet werden.

Instabilitätsprobleme im Stahlbau*

Von Dr.-Ing. **Luigi Stabilini,**

o. Professor für Holz-, Stahl- und Eisenbetonbau an der Technischen Hochschule in Mailand,
Direktor der Fortbildungsschule für Eisenbetonbau in Mailand, Mitglied des Nationalen Forschungsrates Italiens

624.041 : 624.074 : 531.2/.3

A. Die Instabilitätserscheinungen bei Tragwerken

1. Allgemeines

In der landläufigen Sprache der Technik werden mit n Ausdruck Instabilität drei Erscheinungsgruppen be-chnet, die untereinander grundverschieden sind:

Die erste Gruppe umfaßt die Erscheinungen von eigent-ıer elastischer Instabilität, d. h. die Instabilität von ıgwerken, bei welchen das immerhin bestehende ela-che Gleichgewicht labil wird,

der zweiten Gruppe gehören jene Tragwerke an, bei lchen die Instabilität dem sie umhüllenden Mittel, z. B. Luft, anhaftet und sich dann auf die Tragwerke selbst, zu deren Einsturz, überträgt (aerodynamische In-ıbilität),

zur dritten Gruppe zählen schließlich jene Fälle, bei ıen, zu einem gewissen Zeitpunkt, das Gleichgewicht zu tehen aufhört, d. h. unmöglich wird (Gleichgewichts-möglichkeit).

2. Die elastische Instabilität und der Verzweigungspunkt

Bei der eigentlichen elastischen Instabilität, die man zu-ilen durch den Verzweigungspunkt kennzeichnet, ıt der elastische Körper, mit dem Anwachsen der Bela-ıg, durch eine Gestaltsänderung vom stabilen über das ifferente zum labilen Gleichgewicht über.

Es ist bekannt, daß in einem konservativen System, l dies sind die Systeme, die wir hier in Betracht ziehen rden, das Gleichgewicht stabil, indifferent oder labil je nachdem die gesamte Potentialenergie einen mini-len, einen stetigen oder einen maximalen Wert hat. Es gt daraus, daß bei einer sehr kleinen Formveränderung Körpers, von der normalen oder Hauptform aus-ıend, das elastische Potential Φ, welches durch die Form-änderung erzeugt wird, größer, gleich oder kleiner ist, die durch die Außenkräfte bei der Formveränderung eistete Arbeit (oder Außenarbeit).

In der Phase des stabilen Gleichgewichts ist ein Körper trebt, je mehr bei der Formveränderung das elastische ential die Außenarbeit übersteigt, um so schneller in ıe Ausgangslage zurückzukehren [1]. Diese Beobachtung t Anlaß zur experimentellen Bestimmung der kritischen t [2].

Im Grunde genommen strebt ein Körper mit zunehmen-Außenbelastung nach dem instabilen Gleichgewicht, em sich eine fortschreitende Abnahme seiner Fähigkeit stellt, unter Beibehaltung der Hauptform die entspre-nde Arbeit der äußeren Lasten zu kompensieren.

Nach dem indifferenten Gleichgewicht, oder wie man st sagt, nach dem Verzweigungspunkt [3], kann die

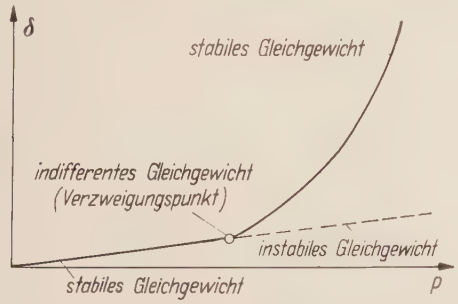


Abb. 1.

(labile) Hauptform nicht bestehenbleiben; dabei ist aber eine (stabile) Nebengestalt vorhanden. Für beide ist die Änderung in der gesamten potentiellen Energie gleich Null. Es ist aber noch zu beachten, daß man nicht immer die Form der Nebengestaltung voraussehen kann.

Die Abb. 1 zeigt die Funktion $\delta = \delta\ (P)$ der Verschiebung des Angriffspunktes der mittigen Kraft an dem am Fuße eingespannten Eulersstab. Wenn P kleiner als die kritische Last ist, so ist δ linear veränderlich; nach dem Verzweigungspunkt ist die dem linearen Gesetz entsprechende Gestalt instabil und eine andere Gestalt stabil.

Wenn man einen (rein formalen) Vergleich mit der Gleichgewichts-Stabilität der starren Körper stellen wollte, kann man die elastische Instabilität (oder Instabilität mit Verzweigungspunkt), samt ihren drei Gleichgewichtszuständen, dem stabilen, indifferenten und labilen, mit dem recht bekannten Fall der kleinen Kugel vergleichen, welche auf den Boden einer konkaven Fläche (Abb. 2a), auf eine waagrechte Fläche (Abb. 2c) oder schließlich auf den

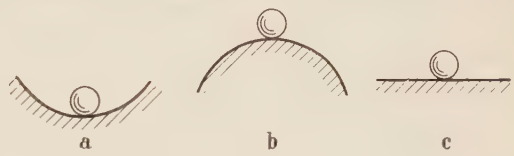


Abb. 2.

Gipfel einer konvexen Fläche gelegt wird (Abb. 2b); die Abb. 3, 4, 5, 6 und 7 lenken sofort sinngemäß die Auf-

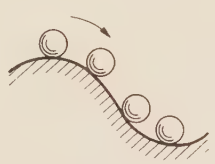


Abb. 3.

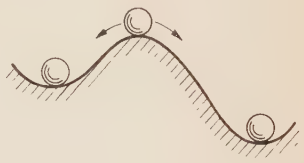


Abb. 4.

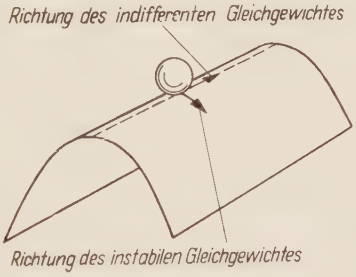


Abb. 5.

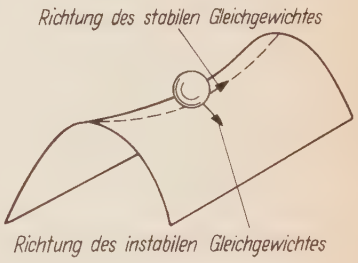


Abb. 6.

merksamkeit auf die Tatsache, daß man sich bei der Berücksichtigung von Knickproblemen auf eine bestimmte Gestalt (die normale oder Hauptgestalt) beziehen muß. Ferner sei festgestellt, daß verschiedenen Formänderungstypen auch verschiedene Stufen von Gleichgewichtsbeständigkeit, d. h. kritische Lasten verschiedener Größe, entsprechen können. Für praktische Zwecke ist die niedrigste Last die wichtigste und daher von größtem

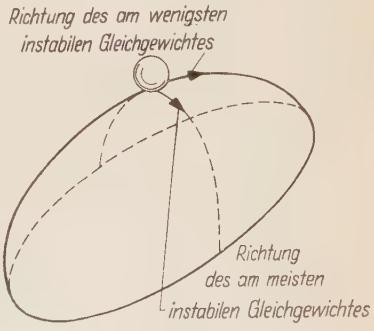


Abb. 7.

* Nach einem Vortrag, gehalten am 5. Juli 1956 in Berlin-Char-ıburg in der Technischen Universität.

Interesse. Aus denselben Abbildungen erkennt man, stets sinngemäß, daß das Gleichgewicht als stabil bezeichnet werden kann, wenn es für alle möglichen Gestaltsänderungen beständig ist. Ist es dagegen labil, so genügt es, daß es für eine einzige mögliche Gestaltsänderung labil sei.

3. Die aerodynamische Instabilität

Diese Instabilitätserscheinung — die einen besonderen Fall der dynamischen Instabilität darstellt — ist nicht den Tragwerken eigen, sondern haftet dem Mittel an, in welchem sich die Tragwerke befinden. Sie kann die Tragwerke selbst zum Einsturz bringen, wie dies in dem weitbekannten Fall der Tacoma-Hängebrücke geschah [4]. Sie wurde am 2. Juli 1940 feierlich eröffnet und stürzte am 7. November des gleichen Jahres unter dem Drucke eines Windes ein, der mit 18 m/s Stärke, also mit keiner außerordentlichen Geschwindigkeit blies.

Die aerodynamischen Instabilität für Hängebrücken ist durch drei verschiedene Theorien erklärt worden [5]: die Theorie der negativen Neigung, die Wirbeltheorie und schließlich die Theorie des schwingenden Flügels.

a) Die Theorie der negativen Neigung

Nehmen wir für einen Augenblick an, wir hätten einen Wind, der in horizontaler Richtung mit konstanter Geschwindigkeit bläst, und bezeichnen wir mit C die Tragkraft, d. h. die auf die Brücke wirkende und zur Windrichtung senkrechte Komponente der Resultante des Winddruckes und des durch die Bewegungen der Brücke erzeugten Druckes (Abb. 8); α ist der Einfalls- oder Angriffswinkel. Nehmen wir an, wir hätten ein (auf experimentellem Wege gewonnenes) Diagramm, in welchem die Abszissen die Einfallswinkel α darstellen und die Ordinaten die Tragkraftzahlen C, d. h. wir hätten die experimentelle Kurve $C = C(\alpha)$ (Abb. 9).

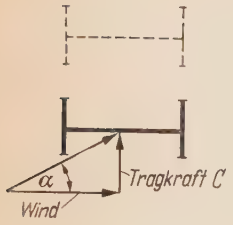


Abb. 8.

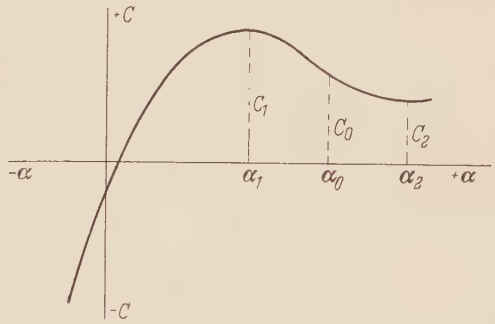


Abb. 9.

Nehmen wir ferner an, die Windrichtung sei um den Winkel α_0 gegen die Waagrechte geneigt; C_0 sei die Tragkraft der Brücke. Wenn nun die Brücke um ihre statische Gleichgewichtslage schwingt, so daß α_0 der Angriffswinkel ist, dann ergibt sich zwischen α_1 und α_2 eine Schwankung der Tragkraft zwischen C_1 und C_2. Senkt sich aus irgendeinem Grunde die Brücke, so steigt der Angriffswinkel von α_0 zu α_2, und die Tragkraft hat eine negative Zunahme $C_0 - C_2$, welche die Senkbewegung fördert. Wenn sich dagegen die Brücke nach aufwärts bewegt, vermindert sich der Angriffswinkel bis zu α_1, die Tragkraft nimmt zu und begünstigt so die Aufwärtsbewegung. Jedoch einer jeden Bewegung nach aufwärts oder nach unten widersteht die Reaktion der inneren elastischen Kräfte, welche bestrebt sind, die Brücke in ihre Stellung zurückzubringen. Zu einem gewissen Zeitpunkte erreicht man eine Schwingungsweite, bei welcher die durch den Wind gelieferte Energie in jedem Zyklus gänzlich durch Reibungen und Dämpfungen aufgebraucht wird. Wenn diese kritische Geschwindigkeit des Windes übertroffen wird, nimmt die Schwingungsweite unbegrenzt zu, bis zum Einsturz der Brücke. Gemäß dieser Theorie ist es notwendig, daß aus irgendeiner äußeren Ursache (z. B. Fahrzeugdurchgang) eine vertikale Schwingungsbewegung der Brücke eingeleitet wird.

Entsprechend können auch die Formveränderungen Brücke durch Drillung erklärt werden.

b) Die Wirbeltheorie

Wenn eine Flüssigkeitsströmung auf einen Körper stößt, lösen sich, und dies wurde auch bei Luftström nachgewiesen, abwechselnd auf der einen und der ande Seite des Körpers in Zeitabständen, welche zu der W geschwindigkeit im umgekehrten Verhältnis stehen, Wi los, welche die sog. v. Karman'sche Wirbelstraße den (Abb. 10). Die Wirbel verändern abwechselnd die T

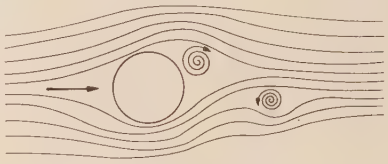


Abb. 10.

kraft der Brücke. Hierdurch kann eine Resonanzerschein mit der der Brücke eigenen Schwingungsfrequenz ei leitet werden, welche die Brücke in kürzester Zeit zum sturz bringt. Nach dieser Theorie kann die Erschein auch ohne äußeren Schwingungsanstoß eintreten.

c) Die Theorie des schwingenden Flügels

Diese Theorie gleicht die Brücke einer waagerec Platte an, die sich in senkrechter Richtung bewegt und um eine waagrechte Achse drehen kann. Bewegt sich durch einen äußeren Anstoß die Platte, so kann der W durch Anprall auf die Platte eine Tragkraft hervorrufen, ihrerseits einen Drilleffekt erzeugt. Es folgt nun eine Ä rung des Angriffswinkels, welche ihrerseits die Tragk und damit den Drilleffekt steigert. Bei einem gewissen tischen Geschwindigkeitswert des Windes werden die B und Drillfrequenzen der Platte einander gleich mit ei gewissen Phasenunterschied, und das Flattern beginnt, zum Einsturz der Brücke führt. Die Kinoaufnahme des sturzes der Brücke scheint diese Theorie zu bestätigen.

Es ist hier nicht am Platze, die Richtigkeit der drei schiedenen Theorien zu diskutieren, denen vielleicht experimentelle Erforschungen eine endgültige Bekräftig verleihen können [6].

Die oben angeführten Erscheinungen können, ge der Wirbeltheorie, durch die Windstöße gesteigert wer sowie gemäß den anderen zwei Theorien auch durch Windstöße selbst in Gang gesetzt werden.

4. Die Gleichgewichtsunmöglichkeit

Diese wird auch Instabilität ohne Verzweigungspu genannt. Die zu dieser Gruppe gehörenden Erscheinun werden in zwei Erscheinungsarten eingeteilt: bei denj gen der ersten Art wächst die Gestaltsveränderung sch ler als die Belastungen, während bei denjenigen der zw ten Art eine sekundäre Formänderung zu den Hauptfo Veränderungen hinzu kommt [7].

Der erste Fall ist der zweier gegen die waagre Ebene wenig geneigter Dachstuhlsäulen, die untereinan und an den Enden durch Gelenke verbunden sind, deren Gipfel durch eine Kraft P (Abb. 11) belastet

Abb. 11.

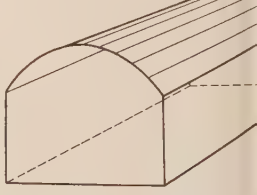


Abb. 12.

wobei jedoch der Punkt C auf Grund der Verkürzung beiden Stäbe nach unten durchschlägt. Ähnlich ist auch Fall eines stark gesenkten Bogens.

Der zweite Fall ist z. B. eine Zeiss-Dywidag-Schale bb. 12), bei welcher durch die Biegungswirkung des exionsmomentes M das Trägheitsmoment des Querhnittes (welcher eingedrückt wird) sinkt. Dementrechend wächst der Biegungswinkel φ mit dem Anchsen von M und mit der Verminderung des Trägheitsmentes I, d. h. also er wächst stärker als linear mit M bb. 13). In dem Falle, wo $\varphi = \varphi(M)$ die senkrechte Tanite hat, ist das Gleichgewicht nicht mehr möglich. Jener ert von M wird noch kritischer Wert M_{kr} genannt.

In beiden Fällen wachsen die Verformungen stärker als ear mit der Belastung und der Einsturz wird durch eine t wachsender Belastung sich verringernde Systemifigkeit hervorgerufen.

Die Gleichgewichtsunmöglichkeit wird durch sich wierholende Beanspruchungen, welche die permanenten rmveränderungen akzentuieren, gefördert.

Abb. 13.

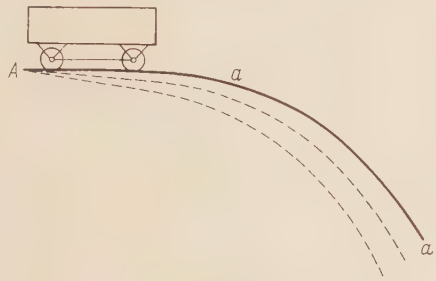


Abb. 14.

Dabei ist zu bemerken, daß der natürliche Verlauf r Formänderungen ein klares Bild darüber gibt, wie sich Erscheinung darbietet.

Im Bereiche der starren Körper kann man ein elemenes Vorbild der Gleichgewichtsunmöglichkeit gewinnen, nn man sich ein Fahrzeug mit Rollreibung (Abb. 14) rstellt, das auf einer anfangs waagrechten Ebene steht, ein nach und nach zunehmendes Gefälle aufweist.

Läßt man nun Aa um den Punkt A drehen, so nähert h das Fahrzeug dem der Bewegung nahen Zustand; setzt Bewegung ein, dann ist das Gleichgewicht nicht mehr iglich, und das Fahrzeug kann nicht mehr zum Stillstand mmen.

Betrachtet man zusammenfassend die drei Erscheinun der elastischen Instabilität, der aerodynamischen Inbilität und der Gleichgewichtsunmöglichkeit, so kann n im gewissen Sinne sagen, daß die erste ein vorwiend energetischer, den Tragwerken eigener Zustand ist, dritte ein geometrischer, den Tragwerken eigener Znd, während die zweite ein Zustand des Mittels ist, der dem Tragwerk einen energetischen Zustand hervorruft.

B. Die elastische Instabilität

Mein Vorhaben geht dahin, in dieser Zusammenfassung elastische Instabilität von einem allgemeinen Gesichtsnkt zu betrachten und anschließend über die hauptsächen in der Praxis vorkommenden Fälle, von den einhsten ausgehend, Rundschau zu halten [8].

Die Gleichgewichtsinstabilität und die Sätze von Kirchhoff und von Mises

Das Studium der elastischen Instabilität fällt im wesentien mit der Bestimmung des indifferenten Gleichgewich oder besser gesagt der kritischen Last (oder der kritien Lasten) zusammen.

Nach den geläufigen Definitionen fällt die Berechnung kritischen Lasten mit der Bestimmung der Bedingungen sammen, unter welchen neben dem Normal- oder uptzustand ein anderer Zustand (sekundärer Znd) bei denselben Lasten (den kritischen Lasten) glich ist, oder mit der Bestimmung der Bedingungen, erfüllt werden müssen, damit geeignete Außenkräfte von endlicher Größe außerordentlich große Verschiebungen oder Schnittkräfte erzeugen können [9]; im Grunde genommen fällt die Bestimmung der kritischen Lasten mit der Bestimmung jener Bedingungen zusammen, unter welchen die Zunahme der äußeren Kräfte und der Verschiebungen ihrer Angriffspunkte nicht mehr Infinitesimalgrößen gleicher Ordnung sind [10].

Es ist grundlegend darauf hinzuweisen, daß die Probleme der elastischen Instabilität außerhalb des Bereiches der klassischen Elastizitätstheorie liegen, bei welcher das Theoretische von Kirchhoff über die Einzigkeit der Lösung gilt, sondern daß sie einem weiteren Bereich gehören, in welchem der von Mises'sche Satz gilt [11], welcher vor etwa zwanzig Jahren von D. Bonvicini gebührlich ins Licht gerückt wurde [12].

6. Die Berechnungsmethoden der Stabilität des elastischen Gleichgewichtes

Bekanntlich weisen die Erscheinungen von elastischer Instabilität verschiedene Formen auf, und die wichtigsten Berechnungsmethoden sind:

die geometrische Methode, welche für das Problem des mittiggedrückten Stabes von Euler im Jahre 1744 dargestellt wurde,

die energetische Methode, welche zuerst von F. Engesser und nachher von G. H. Bryan dargelegt und von Timoshenko im Jahre 1913 für praktische Zwecke anwendbar gemacht wurde,

schließlich die Methode der virtuellen Arbeiten, von Zanaboni im Jahre 1935 dargelegt [13], und die klassische Methode der minimalen totalen Potentialenergie. Es ist auch bekannt, daß in der Praxis die zweite Methode besonders benützt wird, da sie in allen Fällen anwendbar ist und stets eine kritische Belastung ergibt, die der Knicklast gleich oder größer ist. Die geometrische Methode dagegen, mit der schon am Ende des vorigen Jahrhunderts viele Probleme in strenger Weise gelöst wurden, bietet die manchmal unüberwindliche Schwierigkeit in der Integration von gewöhnlichen oder auch partiellen Differentialgleichungen.

Wie bekannt, besteht die energetische Methode darin, daß man die Gleichung des indifferenten Gleichgewichtes aufschreibt:

$$L_e = \Phi, \tag{1}$$

wobei L_e die von den mit konstanter Intensität wirkenden Außenkräften beim Übergang von dem Hauptzustand zum Nebenzustand geleistete Arbeit darstellt und Φ das durch die Formänderung erzeugte elastische Potential ist. Es ist ferner wohl bekannt, daß die Fruchtbarkeit dieser Methode darin besteht, daß man eine annähernde Biegungslinie auswählen kann.

7. Die Überlagerung der Gleichgewichtszustände in der elastischen Instabilität

Wenn ein elastischer Körper von der Hauptgestalt — welcher gewisse Spannungen σ_x', σ_y' .... und Verzerrungen ε_x', ε_y' .... entsprechen — zur sekundären Gestalt übergeht, so überlagert sich dem vorher bestehenden Spannungszustand ein zweiter Spannungszustand σ_x'', σ_y'' .... und Verzerrungszustand ε_x'', ε_y'' ...., und so ergeben sich schließlich folgende Spannungen

$$\begin{aligned} \sigma_x &= \sigma_x' + \sigma_x'' & \tau_{xy} &= \tau_{xy}' + \tau_{xy}'' \\ \sigma_y &= \sigma_y' + \sigma_y'' & \tau_{yz} &= \tau_{yz}' + \tau_{yz}'' \\ \sigma_z &= \sigma_z' + \sigma_z'' & \tau_{zx} &= \tau_{zx}' + \tau_{zx}'' \end{aligned} \tag{2}$$

und Verzerrungen

$$\begin{aligned} \varepsilon_x &= \varepsilon_x + \varepsilon_x & \gamma_{yz} &= \gamma_{yz} + \gamma_{yz}'' \\ \varepsilon_y &= \varepsilon_y + \varepsilon_y'' & \gamma_{zx} &= \gamma_{zx}' + \gamma_{zx}'' \\ \varepsilon_z &= \varepsilon_z + \varepsilon_z'' & \gamma_{xy} &= \gamma_{xy}' + \gamma_{xy}'' \end{aligned} \tag{3}$$

Die σ_x, σ_y .... und ε_x, ε_y .... sind untereinander durch das verallgemeinerte Hooke'sche Gesetz verbunden, d. h. die einen sind homogene lineare Funktionen der anderen.

Wenn wir im allgemeinen Ausdruck des elastischen Potentiales

$$\Phi = \int_V (\sigma_x \varepsilon_x + \sigma_y \varepsilon_y + \ldots + \tau_{yz} \gamma_{yz} + \ldots) \, dV \tag{4}$$

die Gln. (2) u. (3) einsetzen, so ergibt sich

$$\Phi = \int_V [(\sigma_x' + \sigma_x'')(\varepsilon_x' + \varepsilon_x'') + \ldots + (\tau_{yz}' + \tau_{yz}'')(\gamma_{yz}' + \gamma_{yz}'') + \ldots] \, dV$$
$$= \Phi' + \Phi'' + \Phi_i, \tag{5}$$

wo Φ' das allein dem Hauptzustand entsprechende Potential, Φ'' jenes allein dem sekundären Zustand entsprechende und Φ_i ein indirektes oder gegenseitiges Potential ist, das aus den Gliedern $\sigma_x'' \varepsilon_x'$ und $\sigma_x' \varepsilon_x''$, ... besteht. Es ist interessant zu bemerken, daß Glieder wie $\sigma_x' \varepsilon_x''$ und $\sigma_x'' \varepsilon_x'$ nach dem im Falle des linearen Zusammenhanges zwischen Lasten und Formänderungen gültigen Satz von Betti jeweils einander gleich sind.

Man kann erkennen, daß, wenn L_e verschieden von Null ist, Φ_i verschwindet und umgekehrt.

8. Die nahen und entfernten Nebenzustände

Bei den meisten in der Technik vorkommenden Fällen weicht der Nebenzustand, welcher sich unter der kritischen

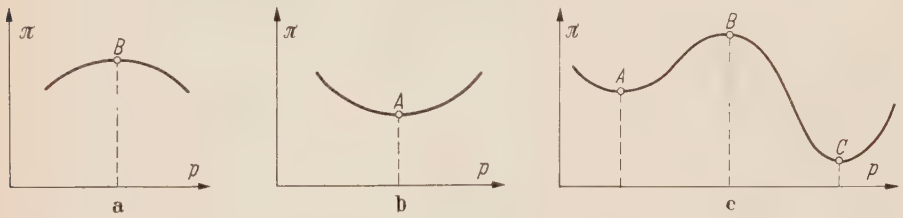


Abb. 15.

Belastung einstellt, unendlich wenig von dem Hauptzustand ab. Es gibt aber Fälle, auf die ich unter Nr. 15 zurückkommen werde, wo der Nebenzustand unter der Belastung merklich verschieden von dem Hauptzustand ist.

Dies kann sehr gut erläutert werden, wenn man in einem Diagramm $\pi = \pi(p)$ die Totalenergie (Summe des elastischen Potentials und der Stellungsenergie der wirkenden Kräfte) als Funktion eines Parameters p darstellt, der von der Größe der wirkenden Kräfte abhängig ist.

Ist das Gleichgewicht labil, dann hat $\pi = \pi(p)$ ein Maximum in B und ist sein Verlauf so wie in der Abb. 15a dargestellt; wenn das Gleichgewicht stabil ist, hat $\pi = \pi(p)$ einen Minimumwert in A und der Verlauf ist der, wie aus der Abb. 15b ersichtlich; dieser Minimumwert kann aber relativ sein, und $\pi = \pi(p)$ hat dann den in Abb. 15c gezeigten Verlauf. In diesem letzten Fall ist in A das Gleichgewicht stabil; wenn aber dem Körper von irgendeiner Quelle, wie z. B. der Zunahme der äußeren Kräfte, die notwendige Energie geliefert wird, um den Punkt B der Kurve π zu überwinden, so setzt sich im Körper die Formänderung bis zum Punkt C fort und kann ihn eventuell auch überschreiten, um dann auf C selbst nach einer Reihe von Schwingungen stillzuhalten.

Zusammenfassend: Bis zur Knicklast bleibt der Körper in der Hauptgestalt; nach der kritischen Belastung nimmt er jene beständige Form an, die ihm mit einer nahen oder entfernten Nebengestalt gestattet, das Minimum an totaler potentieller Energie aufzunehmen.

Wenn man zur Erläuterung des vorangehend Gesagten, ähnlich wie in Abb. 1, die Funktion $\delta = \delta(P)$ für das Problem nach Abb. 11 zeichnet, so hat das entsprechende Diagramm die Form von Abb. 16.

9. Linearisierte Theorie und Theorie zweiter Ordnung

Es ist bekannt, daß die landläufige Baukunde auf der linearisierten Theorie oder Theorie erster Ordnung basiert. Hiernach sind die Dehnungen ε_x, ε_y.... und Gleitungen γ_{yz}, γ_{zx}.... lineare homogene Funktionen Ableitungen der elastischen Verschiebungen ξ, η, ζ den Achsenkoordinaten

$$\varepsilon_x = \frac{\partial \xi}{\partial x}; \quad \varepsilon_y = \frac{\partial \eta}{\partial y}; \quad \varepsilon_z = \frac{\partial \zeta}{\partial z}$$

$$\gamma_{yz} = \frac{\partial \eta}{\partial z} + \frac{\partial \zeta}{\partial y}; \quad \gamma_{zx} = \frac{\partial \zeta}{\partial x} + \frac{\partial \xi}{\partial y}; \quad \gamma_{xy} = \frac{\partial \xi}{\partial y} + \frac{\partial \eta}{\partial x}$$

und man nimmt an, daß die Verschiebungen ζ, η, ζ, die Körperabmessungen bezogen, sehr gering und die die Einheit bezogenen $\partial \xi / \partial x, \ldots \partial \eta / \partial y \ldots$ sehr klein s

Die linearisierte Theorie genügt, um die Probleme sehr kleinen Verrückungen zu erforschen, und daher Probleme elastischer Instabilität für nahe Nebengestal dagegen genügt sie nicht mehr für den Fall von fernten Nebengestalten. In diesen Fällen muß man Stelle der Gl. (6) für die Verzerrungen genauere Ausdr heranziehen, ohne jedoch zu verwickelte Ausdrücke zu wenden; um die Knicklasten zu bestimmen genügt es, Theorie zweiter Ordnung anzuwenden: darin wer ε_x, ... γ_{yz} als Funktionen zweiten Grades der Vers bungsableitungen angenommen [15].

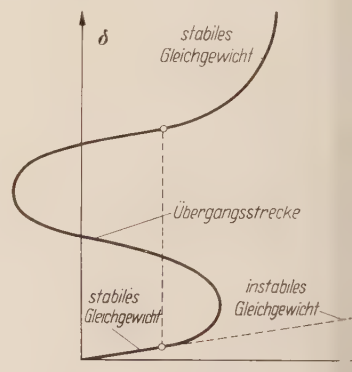


Abb. 16.

$$\left.\begin{aligned}
\varepsilon_x &= \frac{\partial \xi}{\partial x} + \frac{1}{2}\left[\left(\frac{\partial \xi}{\partial x}\right)^2 + \left(\frac{\partial \eta}{\partial x}\right)^2 + \left(\frac{\partial \zeta}{\partial x}\right)^2\right], \\
\varepsilon_y &= \frac{\partial \eta}{\partial y} + \frac{1}{2}\left[\left(\frac{\partial \xi}{\partial y}\right)^2 + \left(\frac{\partial \eta}{\partial y}\right)^2 + \left(\frac{\partial \zeta}{\partial y}\right)^2\right], \\
\varepsilon_z &= \frac{\partial \xi}{\partial z} + \frac{1}{2}\left[\left(\frac{\partial \xi}{\partial z}\right)^2 + \left(\frac{\partial \eta}{\partial z}\right)^2 + \left(\frac{\partial \zeta}{\partial z}\right)^2\right], \\
\gamma_{yz} &= \frac{\partial \eta}{\partial z} + \frac{\partial \zeta}{\partial y} + \frac{\partial \xi}{\partial y}\frac{\partial \xi}{\partial z} + \frac{\partial \eta}{\partial y}\frac{\partial \eta}{\partial z} + \frac{\partial \zeta}{\partial y}\frac{\partial \zeta}{\partial z}, \\
\gamma_{zx} &= \frac{\partial \zeta}{\partial x} + \frac{\partial \xi}{\partial z} + \frac{\partial \xi}{\partial z}\frac{\partial \xi}{\partial x} + \frac{\partial \eta}{\partial z}\frac{\partial \eta}{\partial x} + \frac{\partial \zeta}{\partial z}\frac{\partial \zeta}{\partial x}, \\
\gamma_{xy} &= \frac{\partial \xi}{\partial y} + \frac{\partial \eta}{\partial x} + \frac{\partial \xi}{\partial y}\frac{\partial \xi}{\partial x} + \frac{\partial \eta}{\partial y}\frac{\partial \eta}{\partial x} + \frac{\partial \zeta}{\partial y}\frac{\partial \zeta}{\partial x}.
\end{aligned}\right\}$$

Wenn man nach der energetischen Methode die G chung (1) des indifferenten Gleichgewichtes schreibt, erscheinen L_e (oder Φ_i) in Integralform.

10. Die Instabilität des einfachen Stabes. Die Euler'sche, die Prandtl'sche und die Reissner'sche Instabilität

Es ist überflüssig, beim einfachsten Fall von elastis Instabilität zu verweilen, d. h. bei jenem des axial drückten Stabes, der für den Zustand der elementaren lastung durch zwei an den Enden axial angreifende Kr vor zwei Jahrhunderten von Euler erforscht wurde. Eb erübrigt es sich, auf die Kippung eines hohen, durch gung beanspruchten Trägers (Instabilität von Prandtl) ter einzugehen, welche von Prandtl [16] und von A. Michell [17] zum ersten Male untersucht wurde. Die sung dieser einfachen Probleme ist nach (1) gegeben.

Ein anderer Fall von Instabilität (nicht elasti Instabilität, sondern Instabilität des Mittels), der se

r ist und besonders in den Flugzeugflügeln vorkommt, der sogenannte Fall von Reissner eines an einem Ende ıgespannten Stabes, der einer verteilten, nach der Ebene r maximalen Steifigkeit wirkenden Kraft ausgesetzt ist 8].

Es lohnt sich dagegen an dieser Stelle darauf hinzu-·isen — denn es wird allzuoft vergessen —, daß bei ·ichzeitiger Knickungs- und Biegungsbeanspruchung nach r Maximalsteifigkeitsebene die zwei Erscheinungen auf-ıander einwirken und einander steigern. Dabei kann die ıstische Instabilität durch Knickung oder durch Torsion

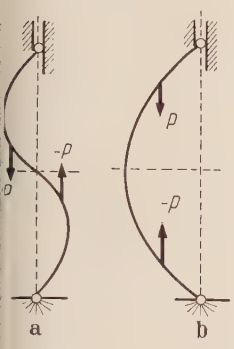


Abb. 17.

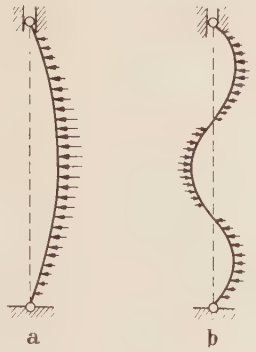


Abb. 18.

ftreten, und zwar unter einer axialen Last P oder ıem Knickmoment M, die kleiner sind als diejenigen, ·lche einzeln wirkend die Instabilität von Euler oder n Prandtl hervorrufen würden [19].

Das Problem wurde allgemein zuerst von Giulio Krall 0], dann für die dünnen Profile von Timoshenko [21] d von Ch. Massonet gelöst, und es wurde kürzlich auf ıe einfache und in der Praxis äußerst nützliche Formel von Stüssi reduziert [22]. Es gewinnt eine besondere Be-utung für die dünnen Profile, deren Anwendung in den zten 15 Jahren sich stark verbreitet hat, und die eine ·ine Torsionssteifigkeit besitzen.

Es ist offensichtlich, daß, wenn z. B. der Torsionsmittel-nkt mit dem Querschnittsschwerpunkt nicht zusammen-lt, die durch Torsion verursachte Formänderung das ·gemoment steigert. Folglich ist die im Abschnitt 3 der N 4114 enthaltene Vorschrift nur zur begründet, wo-ch nämlich die verschiedenen Instabilitätsfälle verschie-n beurteilt werden müssen, je nachdem der Torsions-ttelpunkt oder der Schubmittelpunkt mit dem Quer-nittsschwerpunkt zusammenfällt oder nicht [23].

Bei Stäben mit veränderlichem Querschnitt kann die ıicklast von Euler, wie bekannt, nach der Methode der ·zessiven Annäherungen errechnet werden, entweder ıphisch (das Engesser-Vianellosche Verfahren) oder alytisch [24]. Über die Konvergenz des Verfahrens von anello haben Blumenthal [25] und andere diskutiert. Blumenthal schließt seinen Vortrag mit der Folgerung, ß die Methode von Engesser nur dann anwendbar ist, ·nn eine bestimmte Biegelinie vorliegt. Wenn z. B. die ·ei Kräfte nicht an den Enden des Stabes angreifen bb. 17a), kann es vorkommen, daß die Instabilitätsbiege-ie einen Wendepunkt aufweist, und daß die ihm ent-rechende kritische Last kleiner ist als die der hohlen Ver-mungslinie (Abb. 17b).

11. Der mittig belastete elastisch gebettete Druckstab

Das Studium dieses Problems — welches für den Druck-ergurt offener Brücken und in Eisenbahngeleisen auf-tt — ist seit langem bekannt [26], und es würde sich um lohnen, näher darauf einzugehen, wenn es sich nicht ı den einfachsten Fall von Instabilität handelte, bei wel-em man wohl das energetische Kriterium anwenden nn, ohne jedoch eine sichere Lösung zu erhalten. In der t kann, je nach der Größe der Bettungsziffer des elastischen Mittels, die kritische Last durch eine Kurve mit einer einzigen Welle (Abb. 18a) oder durch eine Kurve mit zwei oder mehreren Wellen (Abb. 18b) gegeben werden [27]. In diesem Falle kann man jedoch die Lösung auf direktem Wege erhalten, indem man sie als Umformung einer Sinuslinie mit einer unbestimmten Zahl von Wellen annimmt und indem man dann die richtige Wellenzahl aus der Bedingung des Minimalwertes der Knicklast bestimmt. Nichtsdestoweniger mahnt uns auch schon dieser Fall, der doch einfach ist und auf allgemeine Art gelöst werden kann, daß auch die energetische Methode an sich nicht immer dazu genügt, die kritischen Lasten zu bestimmen, weil man nicht immer die Form der sekundären Gestaltung voraussehen kann. Oder, anders ausgedrückt: sind die obenerwähnten Schwierigkeiten der geometrischen Methode analytischer Art, so sind die Schwierigkeiten der energetischen Methode mitunter begrifflicher Art.

12. Der Ring und das Rohr

Die Erscheinungen des Unrundwerdens und des Ausweichens eines Ringes oder eines Rohres unter einem gleichmäßigen radialen, nach innen wirkenden Druck sind sehr bekannt (Abb. 19). Doch klein ist die Anzahl derjenigen, die sich darüber Rechenschaft geben, wie tückisch dies sein kann. Der Vergleich der radialen Druckkompo-

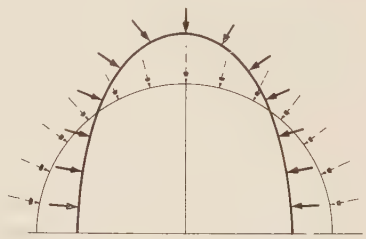


Abb. 19.

nenten, welche bei der Knickung des Rohres unter Axialdruck entstehen, mit dem radialen, nach innen gerichteten Druck, welcher das Ausweichen des Rohres verursacht [28], zeigt, daß der letztere u. U. nur einen tausendstel Teil der ersteren ausmachen kann. Dies kann sehr klar vor Augen geführt werden, wenn man ein Ende eines Gummirohres in die Hand nimmt und das andere Ende mit dem Finger zuschließt. Es genügt nur ein wenig einzusaugen, damit das Rohr unrund wird und infolge des atmosphärischen Druckes sich eindrückt.

Interessant ist dabei zu bemerken, daß ein unter äußerem Druck stehendes Rohr viel besser durch Zugelemente verstärkt wird, welche nach den verschiedenen Durchmessern konzentrisch angeordnet sind, als durch Profilringe mit hoher Steifigkeit. Der Unterschied zwischen dem Ring und dem Rohr besteht nur darin, daß beim Rohr die Querdehnung verhindert wird und man demzufolge den Youngschen Modul mit $\frac{m^2}{m^2-1}$ multiplizieren muß, wenn $\frac{1}{m}$ die Poisson'sche Zahl ist. Verwickelter und nicht so bekannt ist die Untersuchung des radial von außen gedrückten und in einem elastischen Mittel gebetteten Ringes, bei welchem ein Ausweichen viel seltener vorkommt [29]. Ähnlicherweise ergibt sich die Gleichgewichtsunmöglichkeit bei Rohren, die nach der Erzeugenden durch Biegung beansprucht werden.

13. Die Instabilität der ebenen Platten
Die Gleichung von Lagrange und die Gleichung von Bryan

Es seien p die je Flächeneinheit auf die Platte normal wirkende Last, N_x und N_y die je Längeneinheit auf einen zu x oder y normalen Querschnitt wirkenden Normalkräfte, $N_{xy} = N_{yx}$ die je Längeneinheit wirkenden Tangentialkräfte. Dann lautet unter den üblichen Voraussetzungen die Gleichung der Fläche der Platte, die im Grunde ge-

nommen noch immer die Gleichung von Lagrange und von Sophie Germain, mit einigen zusätzlichen Gliedern, ist,

$$\frac{\partial^4 \zeta}{\partial x^4} + 2\frac{\partial^4 \zeta}{\partial x^2 \partial y} + \frac{\partial^4 \zeta}{\partial y^4} = \\ = \frac{1}{D}\left(p + N_x \frac{\partial^2 \zeta}{\partial x^2} + N_y \frac{\partial^2 \zeta}{\partial y^2} + 2 N_{xy} \frac{\partial^2 \zeta}{\partial x \partial y}\right), \qquad (8)$$

wenngleich dies auch auf verschiedene Weise deduziert werden kann. Hierbei sind ζ die zur Platte selbst senkrechte Verschiebung der Plattenmittelebene und

$$D = \frac{m^2 E h^3}{12 (m^2 - 1)}$$

($1/m$ Poisson'scher Koeffizient, E Modul von Young, h Stärke der Platte) die Steifigkeit der Platte.

Gl. (8) ergibt, falls sie unter Berücksichtigung der Randbedingungen integriert werden kann, mit exakter Methode die Lösung der Probleme der Stabilität der Platte.

Jedoch auch eine andere Gleichung (sie ist weniger bekannt) ist für die Untersuchung der Stabilitätsprobleme der Platte grundlegend. Sie folgt aus Gleichung (1) unter Beachtung von Gl. (2), (3) und (7) mit dem Flächenelement dA der Plattenmittelfläche (in diesem Falle wird das Volumenelement zu $h \cdot dA$) zu [30]:

$$\frac{1}{2}\int_A \left\{ N_x \left(\frac{\partial \zeta}{\partial x}\right)^2 + N_y \left(\frac{\partial \zeta}{\partial y}\right)^2 + 2 N_{xy} \left(\frac{\partial \zeta}{\partial x} \frac{d\zeta}{\partial y}\right)\right\} dA = \\ = \frac{1}{2D}\int_A \left(\frac{\partial^2 \zeta}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \zeta}{\partial y^2}\right)^2 - 2\frac{m-1}{m}\left[\frac{\partial^2 \zeta}{\partial x^2}\frac{\partial^2 \zeta}{\partial y^2} - \left(\frac{\partial^2 \zeta}{\partial x \partial y}\right)^2\right]\Bigg\} dA. \qquad (9)$$

Die Gleichung (9) ist die Bryan'sche Gleichung [31] und der Ausdruck der energetischen Methode; sie ergibt somit eine annähernde Berechnungsmethode. Die im wesentlichen geometrische Lagrange'sche Gleichung und die im wesentlichen energetische Gleichung von Bryan gestatten die Lösung der Stabilitätsprobleme der Platten.

Schon mit der Lagrange'schen Gleichung (8) kann man viele Probleme der Plattenstabilität lösen; die besondere Form dieser Gleichung, in welcher reine und gemischte Ableitungen vorkommen, ist ein Anzeichen dafür, daß die Lösung in den doppelten trigonometrischen Serien zu suchen ist. Es ist noch möglich, eine kleine anfängliche Formänderung ζ_0 in die Berechnung miteinzubeziehen [32], indem man im linken, die Formveränderung darstellenden Gliede die Verschiebung ζ und in dem rechten, die Wirkung der Außenbeanspruchungen darstellenden Gliede die Summe der Anfangsverschiebung ζ_0 und der elastischen Verschiebung ζ einsetzt. Die Schwierigkeiten werden aber fast immer unüberwindlich, wenn die Platte durch Rippen versteift ist. In solchen Fällen muß man auf die Gleichung von Bryan zurückgreifen, welche durch ihre Form wiederum eine Doppelreihe von trigonometrischen Funktionen für eine Lösung anrät, worin es leicht ist, getrennt das elastische Potential und die Außenarbeit für die Platte bzw. für die Versteifungen abzuschätzen.

Die Erforschung der verschiedentlich gelagerten Träger, mit oder ohne Versteifung, ist besonders für die Stahlbauten wichtig, denn mit ihr hängt die Erforschung der Bleche zusammen, welche die Elemente der Träger sind.

14. Die Instabilität von Schalen. — Die Platte mit Doppelkrümmung unter konstantem äußerem Druck. Die Gleichung von Wansleben

Die vielen in diesem Problem mitspielenden Elemente — wie: die Möglichkeit zweier verschiedener Hauptkrümmungen, verschiedene Lagerungs- und Lastzustände und schließlich die schon erwähnte Möglichkeit von verschiedenen Instabilitätsgestalten — gestatten keine allgemeingültige Lösung. Für die unendlich nahe benachbarten Gestalten besteht eine mit der geometrischen Methode gewonnene, genügend allgemeine Lösu welche auf die Flächen mit zwei konstanten Hauptkrü mungen, die durch vier lotrechte Ebenen begrenzt si angewendet werden kann. In dem durch die Abb. 20 zeigten Achsensystem ist die Bestandsbedingung einer u

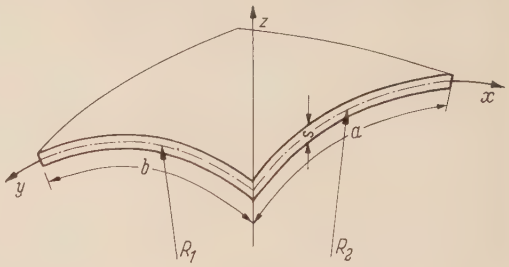


Abb. 20.

endlich nahe benachbarten Nebengestalt (Be bedingung), welche durch die Gl. (6) erzielt wurde, du die Wansleben'sche Gleichung ausgedrückt [33]:

$$N_{xcr}\left\{(\alpha^2+\beta^2)^2\left(\alpha^2 - \frac{1}{R_2^2}\right) + \frac{\alpha^2}{R_1}\left[(\alpha^2+\beta^2)\left(\frac{1}{R_1} - \frac{1}{R_2}\right) + \right.\right. \\ \left.\left. + \left(1 - \frac{1}{m}\right)\left(\frac{\alpha^2}{R_1} + \frac{\beta^2}{R_2}\right)\right]\right\} + N_{ycr}\left\{(\alpha^2+\beta^2)^2\left(\beta^2 - \frac{1}{R_1^2}\right) + \right. \\ \left. + \frac{\beta^2}{R_2}\left[(\alpha^2+\beta^2)\left(\frac{1}{R_2} - \frac{1}{R_1}\right) + \left(1 - \frac{1}{m}\right)\left(\frac{\alpha^2}{R_1} + \frac{\beta^2}{R_2}\right)\right]\right\} = \\ = -E s\left(\frac{\alpha^2}{R_1} + \frac{\beta^2}{R_2}\right)^2 - \frac{E s^3}{12\left(1 - \frac{1}{m^2}\right)}\left\{(\alpha^2+\beta^2)^2\left[\left(\alpha^2 - \frac{1}{R_2^2}\right) + \right.\right. \\ \left.\left. + \left(\beta^2 - \frac{1}{R_1^2}\right)\right]^2 + 2\left(1 - \frac{1}{m}\right)(\alpha^2+\beta^2)\left[\left(\frac{\alpha^2}{R_1} + \frac{\beta^2}{R_2}\right)^2 - \right. \\ \left.\left. - \alpha^2\beta^2\left(\frac{1}{R_1} - \frac{1}{R_2}\right)^2\right]\right\},$$

wo N_{xcr} und N_{ycr} die je Längeneinheit der zu den Achse und y normalen Querschnitte wirkenden Normalkräfte si α und β die Halbwellenlängen der Formänderungsfläche Richtung x und y ($\alpha = \frac{n\pi}{a}$, $\beta = \frac{m\pi}{b}$, n und m Zahl Halbwellen in den zwei Richtungen), R_1 und R_2 die zw Krümmungshaupthalbmesser, $\frac{1}{m}$ der Poisson'sche Koe zient, E der Young'sche Modul, s die Stärke der Plat Selbstverständlich wird für $R_1 = R_2 = \infty$ (ebene Plat die Wansleben'sche Gleichung auf die entsprechen Lösung der Lagrange'schen Gleichung (8) reduziert.

15. Die Probleme der gekrümmten Bleche

Die Anwendung dünner Tragwerke nimmt in der Te nik immer mehr zu [34].

Mit der Gleichung (10) kann man viele Probleme indifferenten Gleichgewichtes lösen. Der axial gedrüc Hohlzylinder (Abb. 21), die an den Kanten ausgestei zylindrische Schale, beansprucht wie in der Abb. 22 gezei die von außen her radial gedrückte Hohlkugel finden a ziemlich leicht ihre Lösung als besondere Fälle der Wan leben'schen Gleichung [35] oder als infinitesimal na sekundäre Zustände.

Aber diese Lösungen sind nicht immer als einwan frei zu erachten, d. h. die Wansleben'sche Gleichung nügt nicht in allen Fällen. Schon im Jahre 1933 E. E. Lundquist [36] und kurz darauf L. Donell [3 zum Ausdruck gebracht, daß die Knickspannung:

$$\sigma_{cr} = 0{,}606\, E \frac{s}{r},$$

welche von R. Lorentz [38] errechnet wurde, 3- bis 5m größer ist als die, welche auf experimentellem Wege stimmt wurde.

Der Grund dieses Unterschiedes liegt darin, daß die eorie von Lorentz und Belluzzi annimmt, daß sich der linder wie in der Abb. 23 dargestellt verformt, während sich in Wirklichkeit bei genügend kleiner Wandstärke rch Beulungen verformt, welche in bezug auf die Achse symmetrisch sind (Abb. 24). Die physikalische Ursache

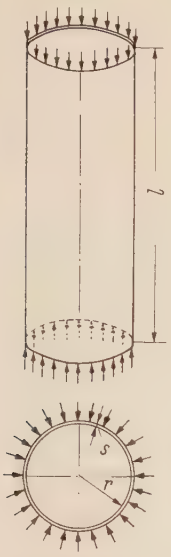


Abb. 21.

Abb. 22.

ser Erscheinung besteht darin, daß diese letzte Gestal- g eine kleinere Potentialenergie besitzt als die nach b. 23; wir haben also den in Abb. 15 dargestellten Fall, der axial gedrückte Zylinder ein stabiles Gleichgewicht, bei aber ein relatives Minimum an totaler Energie be- t. Mit zunehmender Axialbelastung geht der Zylinder tzlich in die Form der Abb. 24 über, die eine kleinere alenergie besitzt.

Wenn man nun das Problem vom analytischen Stand- kt aus betrachtet, so ist der Grund des zwischen Theo- und Praxis bestehenden Unterschiedes in der Tatsache suchen, daß mit der Wansleben'schen Gleichung nur erst kleine Verschiebungen in Betracht gezogen wer- , d. h. man wendet die linearisierte Theorie an, so daß n nur jene Nebengestalten untersuchen kann, welche der Hauptgestalt nur infinitesimal wenig abweichen. die kritische Last zu bestimmen, genügt es nicht, die

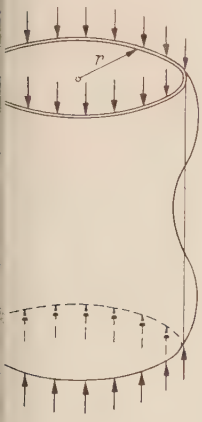


Abb. 23.

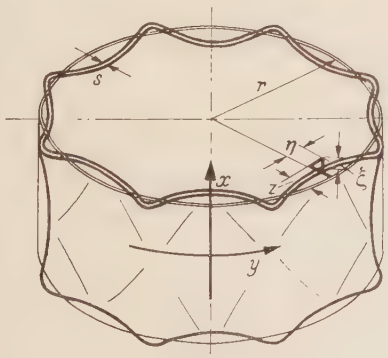


Abb. 24.

nittelbare Nähe von A (Abb. 15c) zu untersuchen, son- n man muß bis zum Punkt C vorstoßen.

Auf Grund dieser Erkenntnisse ist eine neue Theorie gearbeitet worden, die von der Theorie zweiter Ord- g ausgeht.

Wenn man die Gleichungen (7) zum Ausgangspunkt mt [39] und die Spannungen als Funktionen der Verformungen setzt, bekommt man die zwei Gleichungen (von v. Kármán), wovon die erste eine Verträglichkeitsgleichung zwischen Spannungen und Verschiebungen ist:

$$\left(\frac{\partial^2}{\partial x^2}+\frac{\partial^2}{\partial y^2}\right)F = E\left[\left(\frac{\partial^2\zeta}{\partial x\,\partial y}\right)^2-\frac{\partial^2\zeta}{\partial x^2}\,\frac{\partial^2\zeta}{\partial y^2}-\frac{1}{r}\,\frac{\partial^2\zeta}{\partial x^2}\right] \tag{12}$$

und die zweite die Funktion F von Airy (bzw. die Spannungen) mit der Verschiebungskomponente ζ verbindet:

$$\frac{E\,s^2}{12\left(1-\frac{1}{m^2}\right)}\left(\frac{\partial^2}{\partial x^2}+\frac{\partial^2}{\partial y^2}\right)^4\zeta+\frac{E\,s}{r}\,\frac{\partial^4\zeta}{\partial x^4} =$$

$$=\left(\frac{\partial^2}{\partial x^2}+\frac{\partial^2}{\partial y^2}\right)^2\left[\frac{\partial^2 F}{\partial y^2}\,\frac{\partial^4\zeta}{\partial x^4}-2\,\frac{\partial^2 F}{\partial x\,\partial y}+\frac{\partial^2 F}{\partial x^2}\,\frac{\partial^4\zeta}{\partial y^4}\right]. \tag{13}$$

Das System der Gleichungen (12) und (13) kann mit der Ritz'schen Methode gelöst werden, wenn man für ζ eine passende Funktion mit unbestimmten Koeffizienten

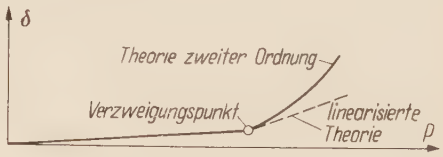


Abb. 25.

annimmt. Die kritische Last hängt ab von der Form und den relativen Abmessungen der Beulungen. In manchen Fällen ergibt sich der Endwert

$$\sigma_c = 0{,}195\,\frac{E\,s}{r}, \tag{14}$$

der mit dem von Lundquist und Donnell auf experimentellem Wege gefundenen übereinstimmt.

Was beim axial gedrückten dünnen Zylinder vorkam, wiederholt sich bei der axial von außen her gedrückten Kugel. Aus der Wansleben'schen Gleichung wird der Wert des kritischen Druckes abgeleitet, welcher auf unmittelbare Weise von R. Zölly [40] und in allgemeinerer Form von E. Schwerin [41] gefunden worden war:

$$p_{cr} = \frac{2\,G}{\sqrt{3\left(1-\frac{1}{m^2}\right)}}\left(\frac{s}{r}\right)^2 \tag{15}$$

(s Stärke und r Halbmesser der Kugel). Mit $m=\frac{10}{3}$ ergibt sich

$$p_{cr} = 1{,}21\,E\left(\frac{s}{r}\right)^2, \tag{16}$$

während der von Th. v. Kármán und Tsien Hsue-Shen [42] gefundene Wert $p_{cr} = 0{,}365\,E\left(\frac{s}{r}\right)^2$ beträgt.

C. Schlußbemerkungen

16. Maßnahmen gegen die Instabilität

Die allgemein selbstverständliche Maßnahme gegen die elastische Instabilität besteht in dem Einbauen von Aussteifungen oder, billiger, von Zugelementen, welche die Verformung zu verhindern imstande sind, die der Instabilität folgt. Man könnte also sagen, daß das Wesen der Vorbeugung der Instabilität darin besteht, ihre Form voraussehen zu können.

Leichter ist die Abhilfe für die Gleichgewichtsunmöglichkeit, da man hier den Verlauf der Erscheinung leicht vorauszusehen vermag. Zum Beispiel im Falle der Abb. 12 kann die Anbringung einer Reihe von Zugbändern verhindern, daß sich der Querschnitt ausweitet, und dadurch wird die Gefahr der Gleichgewichtsunmöglichkeit ferngehalten oder gar gebannt werden.

In den Fällen von Erscheinungen, die aus der aerodynamischen Instabilität entstehen, ist die Abhilfe ungewisser, weil auch die Ursache der Erscheinung unbestimmter ist. Beim jetzigen Stande unserer Kenntnisse ist

die erste Abhilfe diejenige, welche auf Grund von Erfahrungen von Stüssi und Ackeret beim Wiederaufbau der Tacomabrücke angewandt wurde und die darin bestand, auf der Fahrdecke der Brücke Öffnungen anzubringen, um den Strömungsverlauf längs der Brücke abzuändern [43].

17. Schluß

Wie aus meinen Ausführungen, die nur ein kurzer Rundblick sind, hervorgeht, häufen sich in der letzten Zeit sowohl die Fälle wie auch neu auftretende Formen von elastischer und elastoplastischer Instabilität. Dies ist darauf zurückzuführen, daß die zulässigen Spannungen erhöht wurden und die Tragwerke dementsprechend schlanker werden. Aber auch die Verfeinerung der Forschungsmethoden der verschiedenen Probleme hat Schritt gehalten. Doch kann auch die Forschung unter Umständen nichts nützen, wenn man nicht imstande ist, die Formen vorauszusehen, unter welchen die Instabilität auftritt, was besonders bei den räumlichen Tragwerken und den verwickelten Systemen der Fall ist. Die angeführten Beispiele zeigen, wie man vorsichtig, ja sogar pessimistisch beim Abschätzen der eventuell möglichen Instabilitätsformen sein muß. Diese vorauszusehen, hängt von der Intuition ab oder vielleicht von der erworbenen Erfahrung, besser noch von beiden zusammen, welche der Ingenieur sein eigen nennen muß.

Die Berechnungsmethoden nützen nichts, wenn sie sich nicht auf die Erfahrung und das „Baugefühl" des Ingenieurs stützen, der sozusagen physisch vorausfühlt, was unter Umständen geschehen könnte. Vielleicht auf keinem anderen Gebiete wie auf dem der elastischen Instabilität kann man mit Recht sagen, daß die Bauwissenschaft mit ihren Forschungsmethoden bis zu einem gewissen Punkt führt. Da bleibt sie stehen, und nun kommt es auf den Ingenieur an, der auf Grund seiner Erfahrungen den Weg fortsetzt.

Literatur

1. O. Belluzzi: Sul periodo di vibrazione di una struttura in presenza di carico di punta. Giornale del Genio Civile (1951).

2. Siehe Nr. 21 meines kleinen Bandes „Introduzione della stabilità dell'equilibrio elastics". Milano, Tamburini, II. Ed. (1953).

3. K. Klöppel u. K. Lic: Das hinreichende Kriterium für den Verzweigungspunkt des elastischen Gleichgewichts. Stahlbau (1943).

4. F. Stüssi u. J. Ackeret: Zum Einsturz der Tacoma-Hängebrücke. Schweiz. Bztg. (1941).

5. Aerodynamic Stability of Suspension Bridges. Prooced. Am. Soc. Civ. Eng. (ASCE) 78 (1952) und G. Krall: Statica ed aerodinamica del ponte sospeso. Giornale del Genio Civile (1945).

6. Wind Effect on Bridges and other Flexible Structures. Nat. Physic. Laboratory No. 11 London (1955).

7. O. Belluzzi: Sulla stabilità dell'equilibrio delle volte Zeiss e Dywidag. Ricerche Ingeneria (1935).
O. Belluzzi: Un caso di instabilità per ovalizzazione nei tubi sollecitati a flessione. Ricerche Ingegneria (1935).
E. Chwalla: Reine Biegung schlanker, dünnwandiger Rohre mit gerader Achse. Zeitschr. f. ang. Math. u. Mech. (1933).

8. S. Timoschenko: Theory of Elastic Stability. 5. Auflage. Mc.Graw-Hill, N. Y. (1936).
O. Belluzzi: La stabilità dell'equilibrio elastico. XXIII. Capitolo des Bandes „Scienze delle Costruzioni", edit. Zanichelli, Bologna.
F. Schleicher: Stabilitätsfälle. Taschenbuch f. Bauingenieure. Berlin: Springer (1955).
G. Krall: Sulla stabilità dell'equilibrio elastico. Annali Matematica Applicate (1949) Bologna: Zanichelli e anche. — Manuale dell' Ingegnere Civile, Roma (1953), edit. Perrellas.

9. D. Bonvicini: Metodo ordinario e criterio energetico per la determinazione dei carichi critici. Mem. R. Accad. Scienze di Padova (1940—41).

10. L. Stabilini: Introduzione alla teoria della stabilità dell'equilibrio elastico. Milano (1953), edit. Tamburini.

11. R. v. Mises: Über die Stabilitätsprobleme der Elastizitätstheorie. Zeitschr. f. ang. Math. u. Mech. (1923).

12. D. Bonvicini: Osservazioni sul problema della stabilità dell'equilibrio elastico. Atti Acc. Scienze Torino (1931).

13. O. Zanaboni: La determinazione dei carichi critici per mezzo del principio dei lavori virtuali. Atti Accad. dei Lincei, Roma (1935).

14. R. Kappus: Zur Elastizitätstheorie endlicher Verschiebung. Zeitschr. f. ang. Math. u. Mech. (1939) und: P. Cicala: Sulla stabilità dell'equilibrio elastico. Atti Accad. Scienze, Torino (1939/40). — Sulla teoria non lineare di elasticità. Ibid. (1940/41).

15. K. Girkmann: Flächentragwerke. Wien: Springer (19
E. Almansi: Sulle deformazioni finite dei solidi elastici isotr
Reudic. R. Accad. Lincei (1911).

16. L. Prandtl: Kipperscheinungen. Nürnberg; Stich (1899).

17. A. G. M. Michell: Elastic Stability of Long Beams un
Transverse Forces. Philosoph. Magaz. (1899).

18. H. Reissner: Neuere Probleme aus der Flugzeugsta
Zeitschr. f. Flugtechn. u. Motorluftschiff. (1926).
G. Minelli: Su una possibile forma di instabilità dell'equilib
elastico nelle ali a sbalzo. Rendic. Semin. Matem. Roma (1937).

19. Dies ist im Einklang mit der physikalischen Bedeutung
Formel von Dunkerley (siehe A. Pflüger: Stabilitätsprobleme
Elastostatik. Berlin: Springer [1950]). — Siehe auch W. Porso
Supan: Eigenfunktionen einer zusammengesetzten Eigenw
aufgabe als Reihen nach den Eigenfunktionen sämtlicher Teilaufgab
Stahlbau (1955).

20. G. Krall: Sicurezza rispetto ad una associazione dei tre
di instabilità di Eulero, Prandtl, Reissner. Rendic Accad. Lin
Roma (1946).

21. S. Timoshenko: Théorie de la fléxion, torsion et flamb
des barres à parois minces et à section ouverte. Ossature Metallic
(1947).

22. F. Stüssi: Über einige Knickfragen. 1e Schweiz. Stahlb
tagung, Zürich (1953).

23. F. Stüssi: Schubmittelpunkt und Torsion. Mém. Assoc. I
Ponts et Charpentes, XII. Band (1952).
C. Weber: Biegung und Schub in geraden Balken. Zeitschr.
ang. Math. u. Mech. (1924).

24. E. Stagni: Un metodo numerico per la determinazione
carico critico nelle strutture lineari. Ann. Matem. Applic., Bolog
(1945).
T. v. Langendonk: Eine numerische Lösung der Knickproble
Mém. Assoc. Int. des Ponts et Charpentes, XIV. Vol. (1951).

25. O. Blumenthal: Über die Knickung eines Balkens du
Längskräfte. Zeitschr. f. ang. Math. u. Mech. (1937).
A. Schleussner: Zur Konvergenz des Engesser-Vianello-Verfahre
Leipzig: Teubner (1938).

26. F. S. Jasinsky: La flexion des pieces comprimées. A
Ponts et Chaussées (1894).
F. Bleich: Buckling Strength of metal Structures. N. Y.: McGra
Hill (1952).

27. E. Chwalla: Die Stabilität eines elastisch gebetteten Dru
stabes. Zeitschr. f. ang. Math. u. Mech. (1927).

28. O. Belluzi: Considerazioni sulla stabilità dell'equelib
elastico. riva: Ingegneri, Costruttori, Architetti. Bologna (1950).

29. L. Hahn: Flambage des anneaux circulaires dans un mil
élastique. Mém. Assoc. Int. Ponts et Charpentes, XI. B. (1951).

30. K. Girkmann: Flächentragwerke. S. 320 (schon zit.).

31. G. H. Bryan: On the Stability of a Plane Plate un
Thrusts in its Own Plane with the Application of the „Buckling"
the Sides of a Ship. Proceed. London Math.-Soc. (1890).

32. S. Timoshenko: Elastic Stability. S. 319 (schon zit.).

33. F. Wansleben: Die Beulfestigkeit rechteckig begren
Schalen. Ingenieur-Archiv (1943).

34. P. Cicala: Le strutture in parete sottile nella costruzi
dei veicoli. Prolusione i Corsi, Politecnico di Turino (1955).

35. K. Girkmann: Zit. W. S. 224 ff.

36. E. E. Lundquist: Strength Tests of Thinwalled Dura
minium Cylinders in Compression. N. A. C. A. Techn. Rep
No. 473 (1933).

37. L. H. Donnell: A new Theory for the Buckling of T
Cylinders under axial Compression and Bending. Trans. A. S. M.
B. 56 (1939).

38. R. Lorenz: Achsensymmetrische Verzerrungen in dünnwan
gen Hohlzylindern. Zeitschr. V.D.I. (1908).
O. Belluzzi: Sulla stabilità dei tubi a parete sottile compre
uniformente secondo l'asse. Mem. Acc. Scienze. Bologna (1945—4

39. Th. v. Kármán, L. Dunn u. Tsien Hsue-Shen: T
influence of Curvature on the Buckling. Journ. of Aeronaut.
(1940). — The Buckling of Thin Cylindrical Shells under axial Co
pression. Ibid. (1941). — Buckling for a Column with non-lin
Lateral Supports. Ibid. (1942).
Tsien Hsue-Shen: A Theory of the Buckling of Thin She
Ibid. (1942).
P. Cicala: La stabilità elastica del cilindro in parete sotti
Riv. Aerotecnica (1940).

40. E. Zölly: Über ein Knickungsproblem an der Kugelscha
Dissertat. Zürich (1915).

41. E. Schwerin: Zur Stabilität der dünnwandigen Hohlku
unter gleichmäßigem Außendruck. Zeitschr. f. ang. Math. u. Me
(1922).

42. Th. v. Kármán u. Tsien Hsue-Shen: The Buckling
Spherical Shells by External Pressure. Journ. of Aeron. Sc. (19

43. F. Stüssi: Zur Wiederherstellung der Tacoma-Hängebrüc
Schweiz. Bztg. (1947).
D. B. Steinmann: Suspension Bridges. Mém. Ass. Int. Ponts
Charpentes, Bd. XIX (1952).

„schlüsselfertige" Lösung für Isolierprobleme

Ein praktisches Beispiel veranschaulicht am deutlichsten die hervorragende thermische Isolierfähigkeit des Schaumkunststoffes ®Styropor: Eine 2,5 cm starke Platte aus geschäumtem Styropor isoliert so gut wie eine 52 cm dicke Ziegelwand. Bauelemente aus diesem porösen Kunststoff bieten bisher nicht gekannte Möglichkeiten eines außergewöhnlich wirksamen Kälte- und Wärmeschutzes. Daneben hat geschäumtes Styropor weitere Vorteile: Es ist federleicht (bis 0,02 g/cm³), druck- und rüttelfest, unempfindlich gegen Seewasser, Säuren und Laugen und verrottungsfest. Styropor nimmt aus der Luft keine und beim Untertauchen in Wasser nur sehr wenig Feuchtigkeit auf.

Was isoliert man mit diesem Material? Vor allem Dächer, Unterkellerungen, Zwischen- und Außenwände, Heizkörpernischen und Schornsteine. Auch als frostsichere Rohrisolierung und verlorene Schalung im Betonbau wird Styropor verwendet.

Und wie Styropor die schädlichen Einflüsse von Kälte und Wärme fernhält, so schützt es auch gegen unerwünschte Geräusche. Platten aus geschäumtem Styropor schlucken den Schall und werden als Trittschalldämmschichten und Akustikdecken in der Bautechnik eingesetzt.

Wir weisen Ihnen gern Verarbeiterfirmen von Styropor nach. Bitte, schicken Sie uns diesen Kupon zu.

Gutschein

Wir interessieren uns für Styropor und bitten, uns die Adressen von Verarbeiterfirmen bekanntzugeben.

NAME _____ ANSCHRIFT _____

WERBEABTEILUNG 17

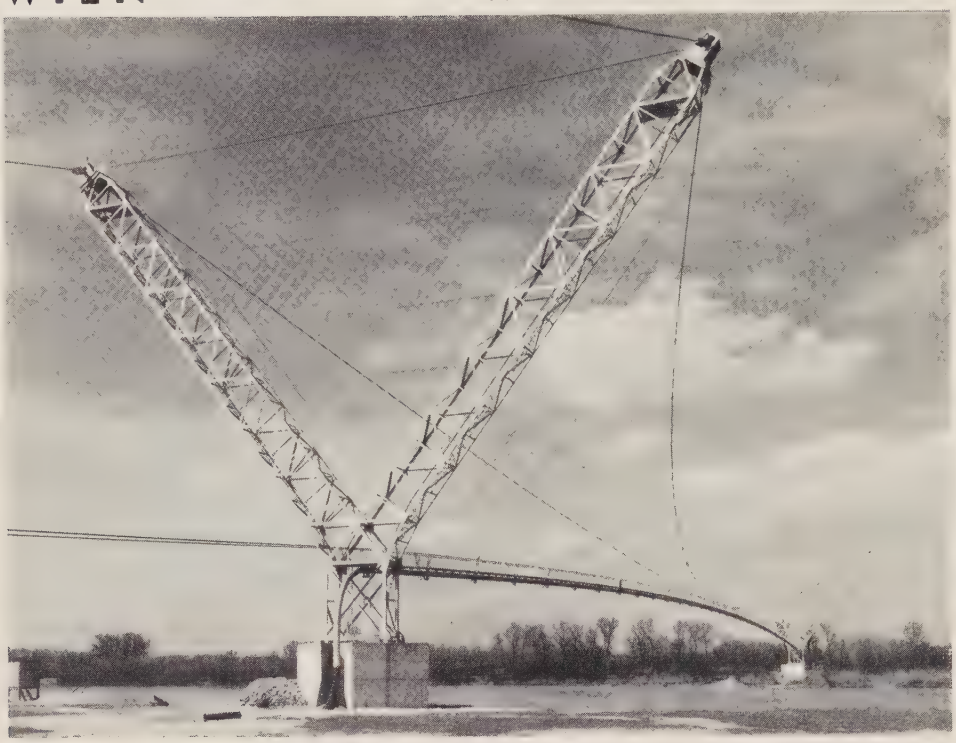
Badische Anilin- & Soda-Fabrik A.G.
LUDWIGSHAFEN A·RHEIN

I / 688

BASF

WAAGNER-BIRÓ

WIEN AKTIENGESELLSCHAFT GRAZ



Erdgas-Rohrbrücke über die Donau bei Wien

Gasrohrdurchmesser 420 mm

Betriebsdruck 64 atü

Freie Stützweite der Brücke, die als Seilwandfaltwerk ausgebildet ist, 320 m

ZENTRALE: WIEN V · MARGARETENSTRASSE 70 · ÖSTERREICH

Hebe- und Förderanlagen

Ein Lehrbuch für Studierende und Ingenieure

Von **H. Aumund,** Professor Dr.-Ing. e. h., in Zusammenarbeit mit Dipl.-Ing. **Fritz Mechtold.** Vierte, neu bearbeitete und erweiterte Auflage. Mit 312 Abbildungen. VII, 309 Seiten 4°. 1958. Ganzleinen DM 42,—

Inhaltsverzeichnis: Erster Teil. **Stetigförderer und dazugehörige Bunkeranlagen.** Bunkeranlagen und Verschlußeinrichtungen. Die Bunker. — Schieberverschlüsse. — Stauklappen. — Abschlußklappen. — Zuteilvorrichtungen. — Wiegevorrichtungen. Die Stetigförderer. Allgemeine Richtlinien. — Ausführungsformen für vorwiegend waagerechte Förderung: Plattenbandförderer. Kratzerförderer. Rutschen. Förderschnecken. Förderrohre. Förderrinnen. Gurtförderbänder. — Ausführungsformen für waagerechte, geneigte und senkrechte Förderung: Becherwerke und ähnliche dauernd umlaufende Elevatoren. Schaukelförderer. Paternosteraufzüge und Kreisförderer. Kettenbagger. Trogkettenförderer. Pendelbecherwerke. — Förderung im Wasser- oder Luftstrom: Förderung im Wasserstrom. Förderung im Luftstrom. Zweiter Teil. **Die Wagenförderung.** Gleislose Förderung. Schmalspurbahn mit Lokomotivbetrieb. Hängebahnen mit Handbetrieb. Elektrohängebahnen. Standbahnen mit Ketten- oder Seilbetrieb. Seilschwebebahnen. Zwei-Seilbahnen. — Ein-Seilbahnen. Der wirtschaftliche Transport von Gütern auf Gleis- und gleislosen Fahrzeugen und die Zusammenarbeit beider Wagensysteme. Dritter Teil. **Die Hubförderung.** Allgemeines über die Hubförderer. Die Vorrichtungen zum Aufnehmen des Verladegutes. Haken und Zangen. — Kübel und Greifer. — Lasthebemagnete. — Löffelbagger. Winden und Aufzüge mit einfacher Lastenbewegung. Schraubenwinden, Zahnstangenwinden und Hebeböcke mit Hebel- und Kolbenbetrieb. — Flaschenzüge. — Räderwinden und Aufzüge. Windwerke und Krane mit zusammengesetzter Lastenbewegung. Allgemeines und Schrägaufzüge. — Laufwinden, Laufkrane und andere Verladeanlagen mit zusammengesetzter Lastenbewegung. — Drehkrane. Vierter Teil. **Besondere Hebe- und Förderanlagen in der Montanindustrie.** Besondere Hebe- und Förderanlagen im Bergwerksbetrieb. Die Entwicklung der Stetigförderer im Untertagebetrieb seit 1900. — Die Einseilschachtförderung. — Die Mehrseilschachtförderung. — Das Schachtbecherwerk im Untertagebetrieb. Besondere Hebe- und Förderanlagen im Hochofenbetrieb. Die Anfuhr der Rohstoffe und die Gesamtanordnung der Hochofenwerke. — Die Hochofenbegichtung. — Die Beförderung des Roheisens im Hochofenbetrieb. — Besondere Förderanlagen in Stahl- und Walzwerksbetrieben. Besondere Hebe- und Förderanlagen im Tagebaubetrieb. Baggerung mit Becherwerksketten. — Baggerung mit Schaufelrädern. **Sachverzeichnis.**

SPRINGER-VERLAG / BERLIN · GÖTTINGEN · HEIDELBERG

Betrachtungen über Hängedachkonstruktionen

Von Dr.-Ing. **H. K. Bandel**, New York

K 624.916.001 (73)

Wirtschaftlichkeit, leichte Überspannung ößter Räume und gute Formgebung begrün- n die zunehmende Verwendung von Hänge- chern. Ihre Wirtschaftlichkeit wird durch e Einsparung von Schalungskonstruktionen, ısnutzung hochwertigen Kabelstahles, Schnel- keit der Errichtung und Verwendung von rtigteilen erzielt. Die momentenfreie Ab- agung der Dachlasten durch hängende Seile i kleinstem Eigengewicht ermöglicht die oßen stützenfreien Spannweiten der Dächer. leichzeitig gibt die Vielzahl von Einzel- beln gute Möglichkeiten zur Formung des aches.

1. Horizontale Rückhaltekonstruktionen

Eine besondere Eigenart der Hängedächer : das Auftreten von beträchtlichen Horizon- lkräften an den Kabelverankerungen. Ihre otragung stellt ein spezielles Problem dar.

Erdverankerte Systeme: Ein Weg zur Auf- hme der horizontalen Kräfte ist, diese durch ospannungen, Rahmen oder biegesteife Ele- ente (Wände, Pfeiler) in die Fundamente ozuleiten. Dort können sie entsprechend den odenverhältnissen entweder direkt aufgenom- en werden oder durch Druckbalken mit den räften der Gegenseite kompensiert werden. ie Abb. 1, 2, 3, 4 zeigen diesen Weg.

Systeme mit horizontalem Ausgleich: Es : zweckmäßig anzustreben, die Horizontal- äfte in der Höhe ihrer Angriffspunkte aufzu-

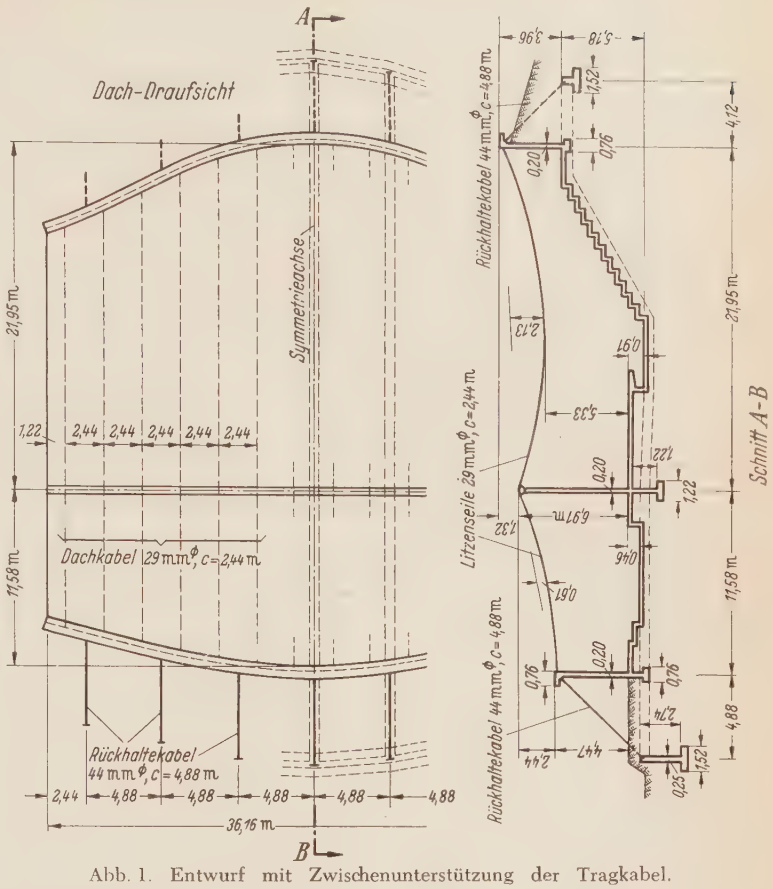


Abb. 1. Entwurf mit Zwischenunterstützung der Tragkabel.

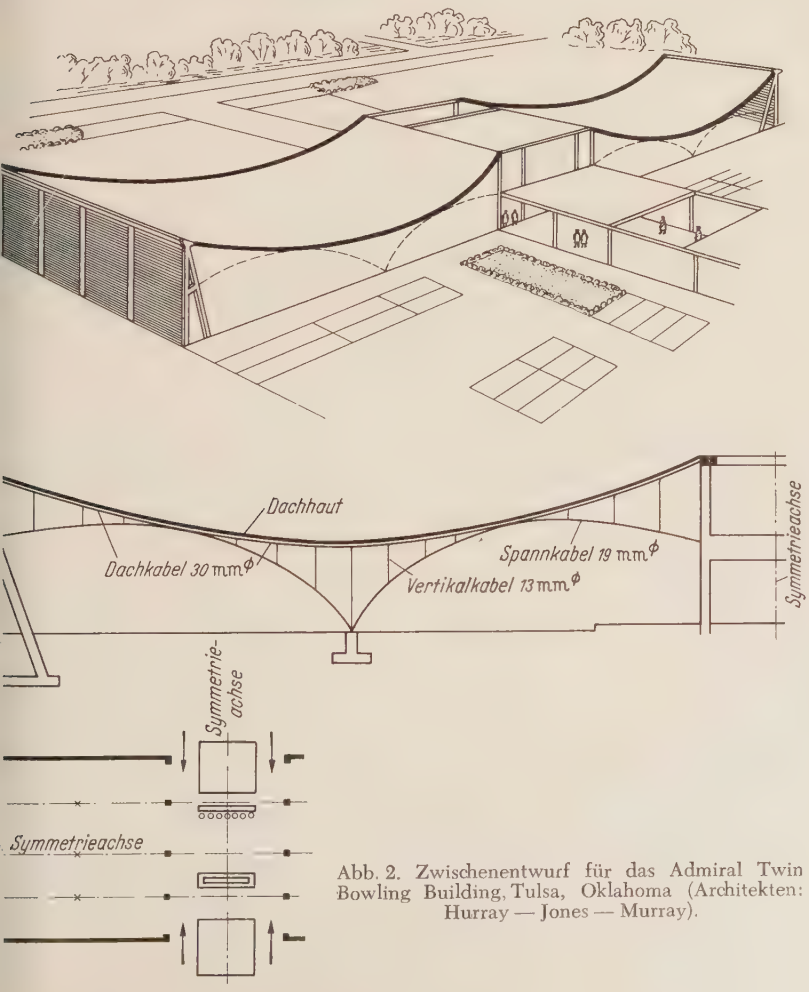


Abb. 2. Zwischenentwurf für das Admiral Twin Bowling Building, Tulsa, Oklahoma (Architekten: Hurray — Jones — Murray).

nehmen und auszugleichen. Dies ist möglich durch Druckbalken über oder neben dem Dach nach Abb. 5, 6, 7. Es ist zu erwägen, die End- oder Stirnbalken entweder als Biegebalken auszubilden oder als unterspannte Druckbalken, zumal sich der Anschluß der Dachkabel an unterspannende Seile einfach ausbilden läßt. Abhängig von der Grundrißform ergeben sich ferner geschlossene Ringe, Ellipsen oder doppelte Parabelbogen. Die auswärts gerichteten Komponenten der Auflagerkräfte müssen entweder durch Fundamente oder durch Zugbänder aufgenommen werden (Abb. 8, 9). Abb. 10 zeigt, wie die Komponenten mit der Seilkraft einer Unterstützungskonstruktion ausgeglichen werden können.

2. Vertikale Unterstützungskonstruktionen

Bei größeren Spannweiten der Dachkabel ist es notwendig, diese zur Vermeidung zu großer Horizontalkräfte und zu großer Konstruktionshöhe des Daches zu unterstützen. Als Unterstützungskonstruktionen dienen weitgespannte Träger, Bogen oder wieder Kabel. Träger lassen sich oft günstig als statisch bestimmte Vollwand- oder Fachwerkverbundträger ausbilden, die gleichzeitig als starre horizontale Träger die Kräfte aus halbseitiger Belastung aufnehmen (Abb. 3, 6).

Stahl- oder Betonbogen erfordern schwere Fundamente, wenn sie nicht durch Zugbänder geschlossen (Abb. 4) oder ihre horizontalen Auflagerkomponenten mit denen

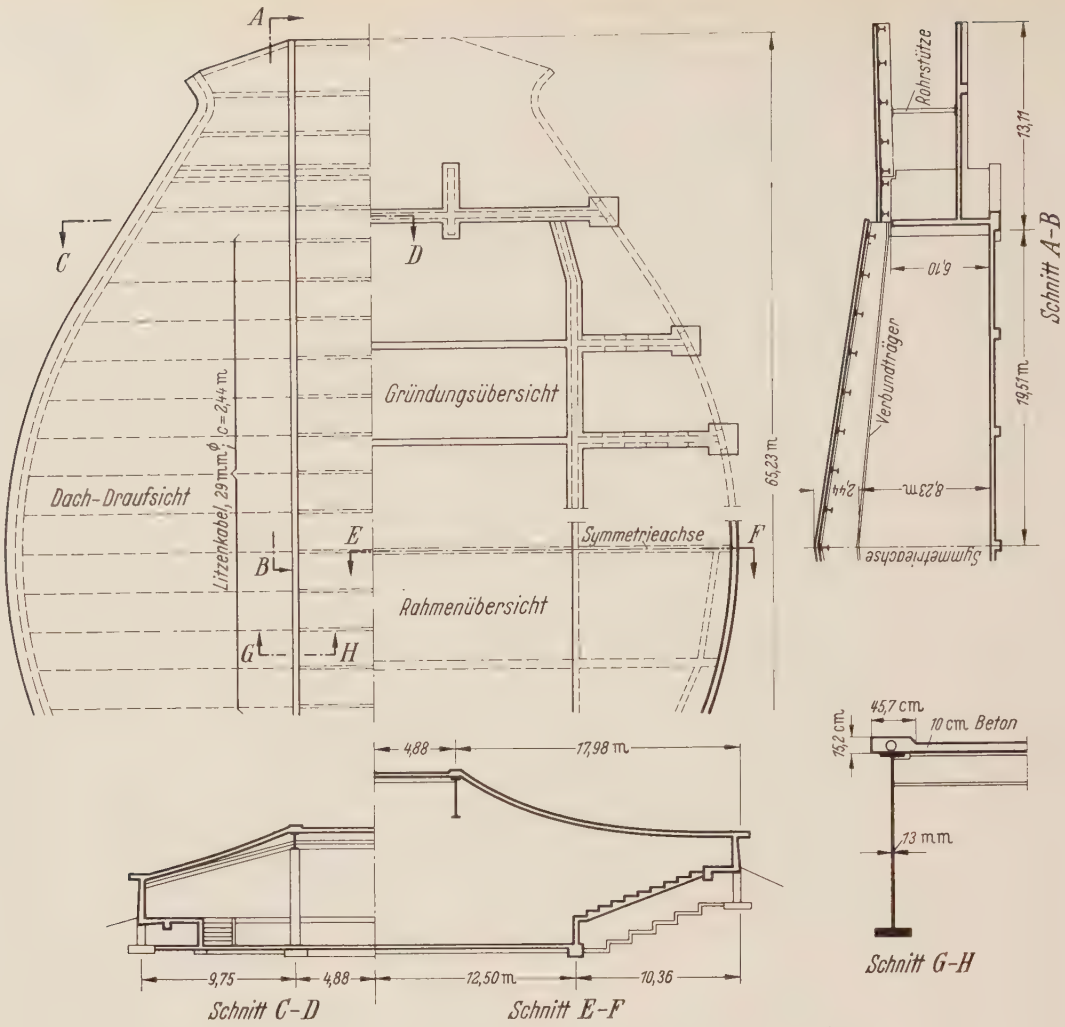


Abb. 3. Entwurf mit Verbundträgern zur Unterstützung der Tragkabel.

der Kabelrückhaltekonstruktionen ausgeglichen werden, wie oben erwähnt wurde (Abb. 10). Gegen einseitige Horizontalkräfte der Dachkabel (z. B. aus Wind) müssen diese Bogen abgespannt werden oder so elastisch oder drehbar sein, daß sie den Verformungen der Dachkabel bis zu deren gegenseitigem Kräfteausgleich folgen können (Abb. 5). Dies gilt auch für unterstützende Wände (Abb. 8).

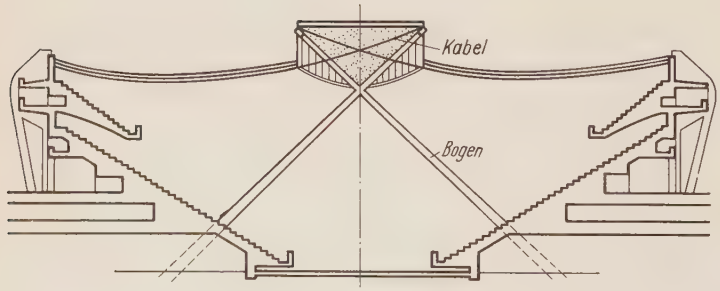
3. Eindeckungen des Daches

Die Art der Eindeckung beeinflußt wesentlich die gesamte Konstruktion eines Hängendaches. Da die Spannweiten meist beträchtlich sind, erhöht jedes zusätzliche Dachgewicht nicht nur die Dimensionierung der Kabel mit ihren Verankerungen, sondern auch die der Rückhalte und Unterstützungskonstruktionen einschließlich ihrer Fundamente. Zu leichte Eindeckung birgt andererseits die Gefahr eines Abhebens des Daches bei Windsog in sich.

a) Leichtgewichtige Eindeckungen

Als Eindeckungen mit geringem Eigengewicht kommen vorwiegend Holz, gewellte Stahlbleche mit wetterfester Schutzschicht, Leichtbetonplatten oder eine Art von Verbundplatten aus gewellten Stahlblechen mit daraufbetonierter Leichtbetonschicht in Betracht.

Eine Holzeindeckung wurde z. B. für das Gebäude nach Abb. 11 verwendet. Holzplanken sind quer auf dünne Balken genagelt, die mit den tragenden Dachkabeln durch Bolzen verschraubt sind. Die Eindeckung ist trotz der aufgelegten Dachpappendichtung und der teilweise angehängten Feuerschutzdecke so leicht, daß eine Sicherung gegen Abdecken durch Längskabel notwendig ist.



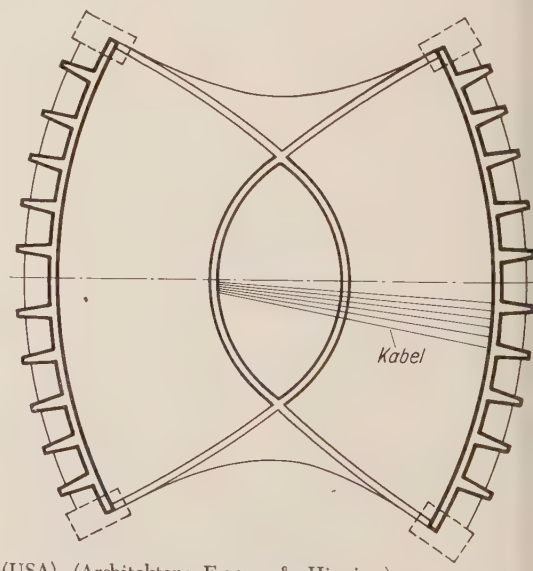


Abb. 4. Gymnasium Indiana University. Bloomington, Indiana (USA). (Architekten: Eggers & Higgins.)

Gewellte Stahlbleche haben den Vorteil ge-
gsten Gewichtes und schnellsten Einbaues.
Stabilisierung dieser Dächer gegen Abheben
unten betrachtet werden.

Leichtbetonplatten, meist vorgefertigt, benöti-
eine besondere Dichtungsschicht und ein Aus-
ßen der Fugen auf dem Dach nach dem
legen.

Bei der Verwendung von Verbundplatten
b. 12) ist ein Abdecken des Daches mit Stahl-
chen und nachträglichem Betonieren eines
chtbetons bei Vermeidung jeglicher Schalung
glich oder ein Vorfertigen der Platten, deren
gen dann ebenfalls nach dem Verlegen ver-
sen werden. Infolge ihrer großen Tragkraft
n der Abstand der Kabel wesentlich ver-
ßert werden und die Verminderung der Zahl
Kabel mit ihren Verankerungen zu beträcht-
en Einsparungen führen. Weiter gibt das Ein-
en einer Bewehrung an der Oberseite der
tonschicht einen zweiseitig bewehrten Quer-
nitt, der zur Aufnahme von Momenten mit
chselnden Vorzeichen befähigt ist. Im Gegen-
z zu den einfachen Wellblechen besitzt die Ver-
ndplatte auch eine gewisse Steifigkeit recht-
nklig zur Wellung des Bleches.

b) Schwergewichtige Eindeckungen

Hier finden normale Betonplatten, ebenfalls
ist vorgefertigt, und die oben erwähnten Ver-
ndplatten mit einer Schicht normalen Betons
rwendung.

Stabilisierung

Die Aufnahme unsymmetrischer Belastung aus
nee oder abhebender Belastung aus Windsog
ibt bei Kabeldächern ein anderes besonderes
blem. Unsymmetrische Belastungen können

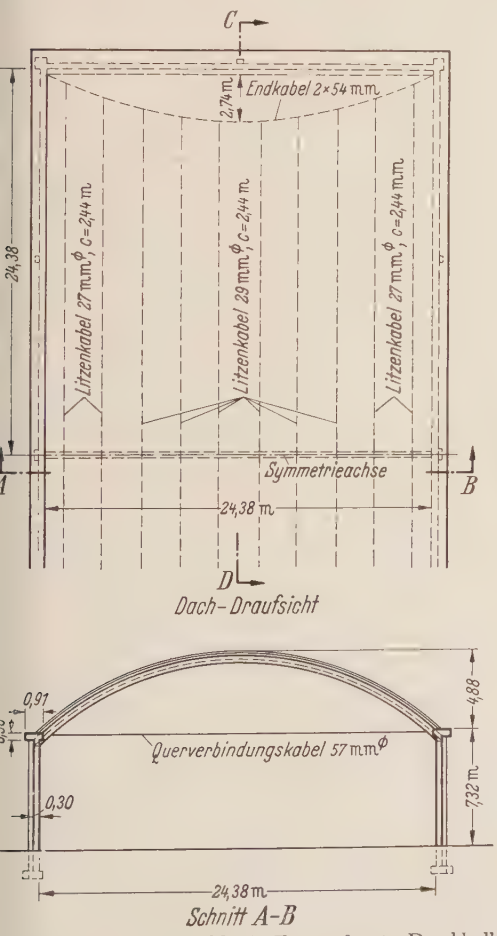


Abb. 5. Entwurf mit Druckbalken.

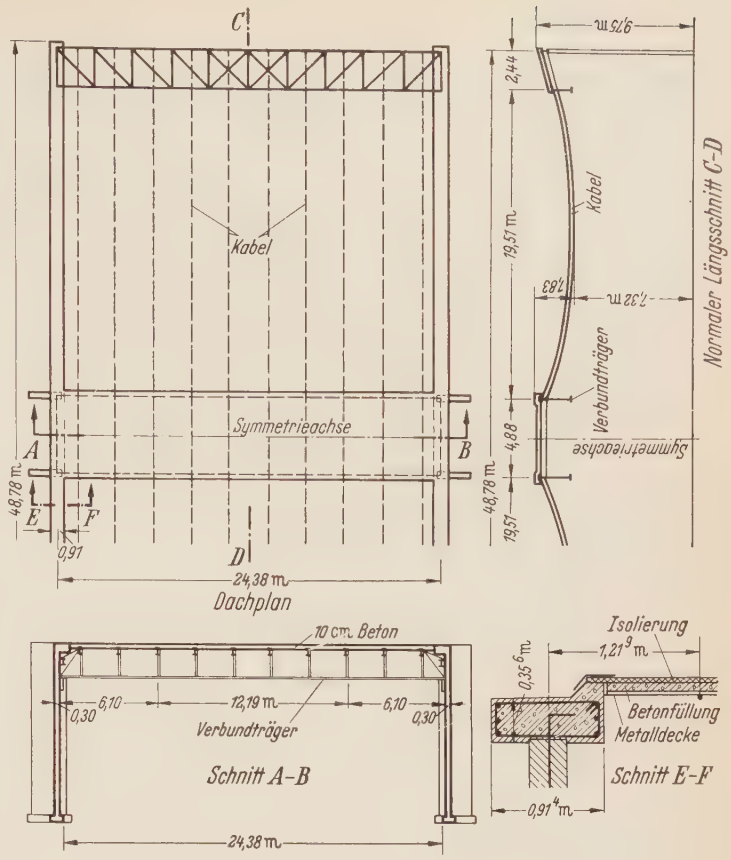
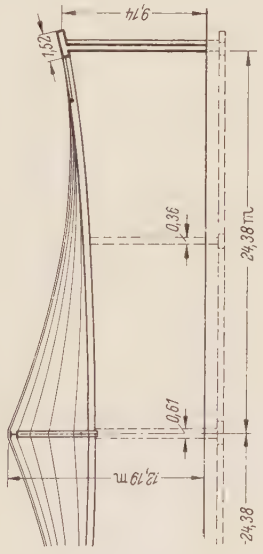


Abb. 6. Entwurf mit horizontalen Fachwerken und Verbundträgern.



wegen des Fehlens einer Biegesteifigkeit der Kabel und der nur geringen Steifigkeit der Dachhaut zu großen Verformungen führen, während das Abheben nur durch besondere Maßnahmen verhindert werden kann.

a) Gewichtsstabilisierung.

Eine Vermeidung des Abhebens des Daches durch Erhöhung seines Eigengewichtes einschließlich eines entsprechenden Sicherheitsfaktors ist immer möglich, verteuert aber, wie schon oben erwähnt, wesentlich die Kabel, Verankerungen und die Rückhalte- und Unterstützungskonstruktionen. Das Pendeln des gesamten Daches oder besser die Verformungen aus unsymmetrischer Belastung müssen zusätzlich durch Abspannkabel verhindert werden, wenn nicht die nunmehr verstärkte Dachhaut mit ihrer größeren Biegesteifigkeit dieses erfüllen kann, wobei allerdings Biegezugspannungen auftreten, die im Falle einer Betoneindeckung zu verfolgen sind.

b) Stabilisierung durch invers geformte Rückhaltekabel.

Die Anordnung invers geführter Kabel, die über oder unter der Dachhaut liegen oder diese durchschneiden (Abb. 2), erfüllt einen doppelten Zweck. Sie verhindert ein Abheben des Daches und beschränkt gleichzeitig die Verformungen bei unsymmetrischer Dachlast. Die Führung dieser Kabel über dem Dach hat den Nachteil, daß sie ihre Kraftkomponenten in vertikaler Richtung nur durch Druckstäbe an die Dachhaut abgeben kann. Diese Druckstäbe müssen gegen Umkippen durch weitere Seile, Stäbe oder leichte Fachwerkträger gesichert werden. Deckt sich der Abstand der Rückhaltekabel nicht mit dem der Dachkabel, wie es die

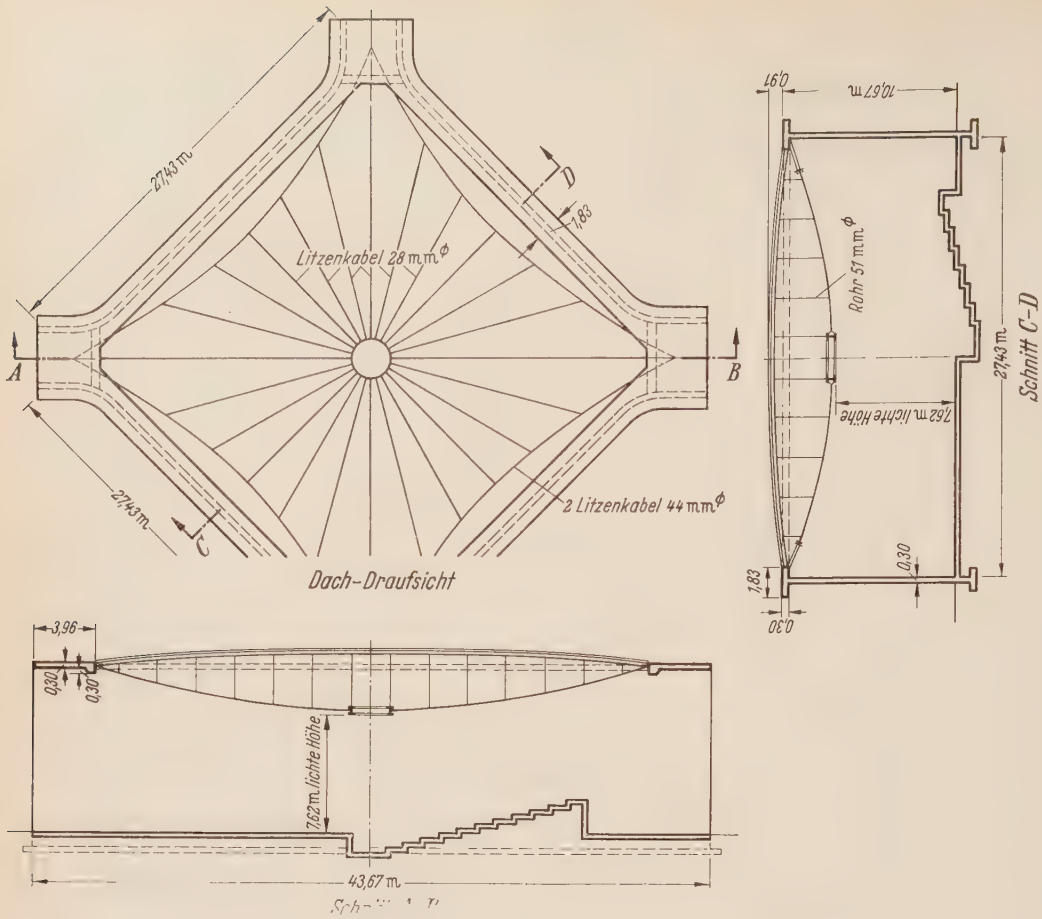


Abb. 7. Entwurf mit Zentralring und äußeren Druckbalken.

Regel ist, so müssen biegesteife Träger die Zwischenkabel sichern, wenn nicht die Biegesteifigkeit der Dachhaut selbst die örtliche Kräfteübertragung gewährleistet. Die oben beschriebene Kabelführung erfordert ein Vorspannen der Kabel, um bei Temperaturerhöhung ihre Wirksamkeit gegen Abheben oder bei Vollast ihre Wirksamkeit gegen unsymmetrische Verformung des Daches aufrechtzuerhalten.

c) Stabilisierung bei doppelt gekrümmten Dachflächen (Abb. 12).

Nach dem gleichen Prinzip können doppelt gekrümmte Dachflächen stabilisiert werden. Wenn die Krümmung der tragenden Dachkabel konkav, die Krümmung von einem Kabel zum anderen fortschreitend aber konvex ist, lassen sich zusätzliche Rückhaltekabel quer zur Richtung der Tragkabel spannen, deren Wirkung ähnlich der in Abschnitt b) erwähnten inversen Kabel ist. Naheliegend ist es, in diesem Falle an Stelle der zusätzlichen Kabel die Dachhaut selbst zu nutzen. Die Querschnitts-Fläche der Stahlbleche, Beton- und Verbundplatten ist im Falle dieser umgekehrten Gewölbewirkung mit vorwiegenden Normalspannungen ohnehin nicht ausgenutzt, da sie für die wesentlich größeren Biegespannungen aus Vollast dimensioniert sind.

d) Stabilisierung durch Ausbildung hängender Schalen.

Wenn die Dachhaut an ihren Rändern Normal- und Schubkräfte abgeben kann, dann wirkt sie als einfach oder doppelt gekrümmte, in der Richtung der Tragkabel

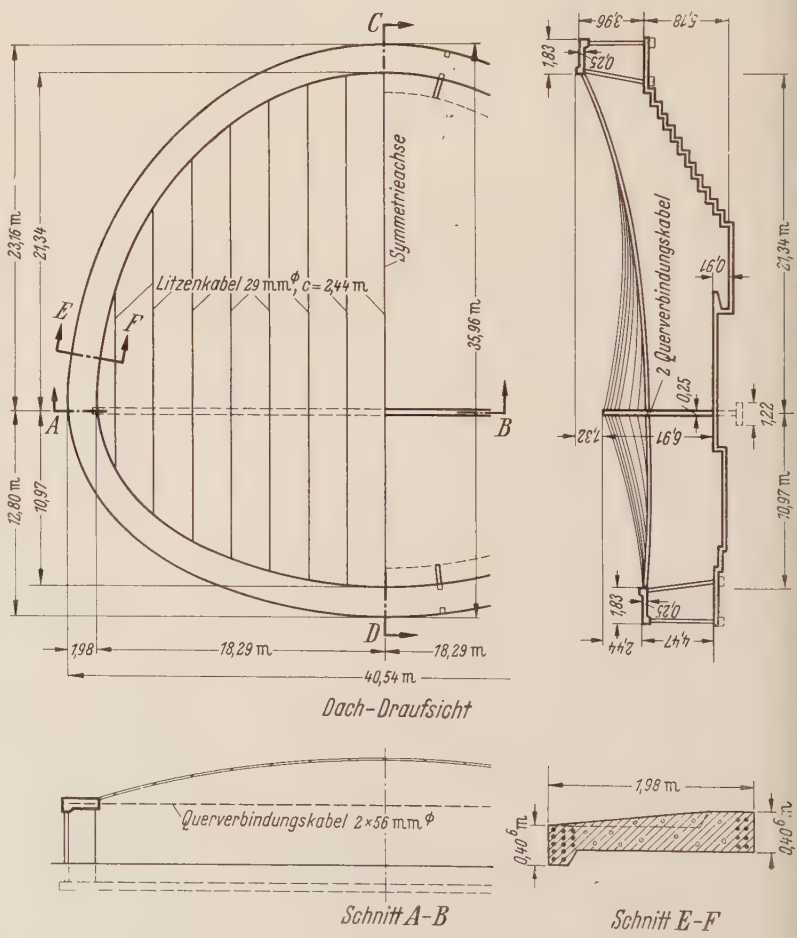


Abb. 8. Entwurf mit ringförmigen Randbalken.

hängende Schale. A
Grund ihrer groß
Längs- und Schubsteif
keit ist sie befähigt, a
wärts gerichtete Last
und unsymmetrische
lastungen mit rela
kleiner Biegebeansp
chung aufzunehmen. D
Tragkabel verlieren
folge ihrer großen Elas
zität und ihrer frei
Verformung teilweise ih
ursprüngliche Aufga
als Tragseile der Da
lasten. Für das Eige
gewicht des Daches u
für das Gewicht ein
eventuellen Schalu
wirken sie in alter Wei
während sie für Schne
und Windlasten vorw
gend die Aufgabe habe
durch Vorspannen d
Betonspannungen im z
lässigen Zugbereich
halten. Für diese W
kungsweise erscheint d
oben erwähnte Verbun
platteneindeckung beso
ders geeignet.

Die obigen Betrac
tungen sollen einen Ei
blick in die Vielfältigk
der Hängedachkonstru
tionen und ihrer Pr

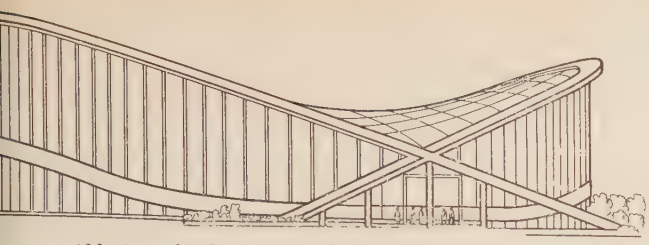


Abb. 9. Raleigh Arena, Raleigh, N. L. (USA).
(Architekt: W. H. Deitrick.)

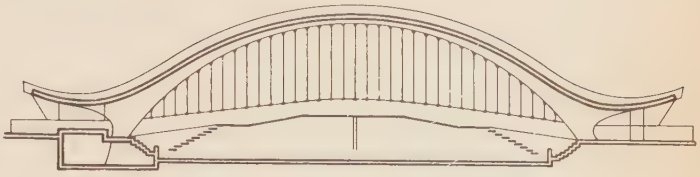


Abb. 11a.

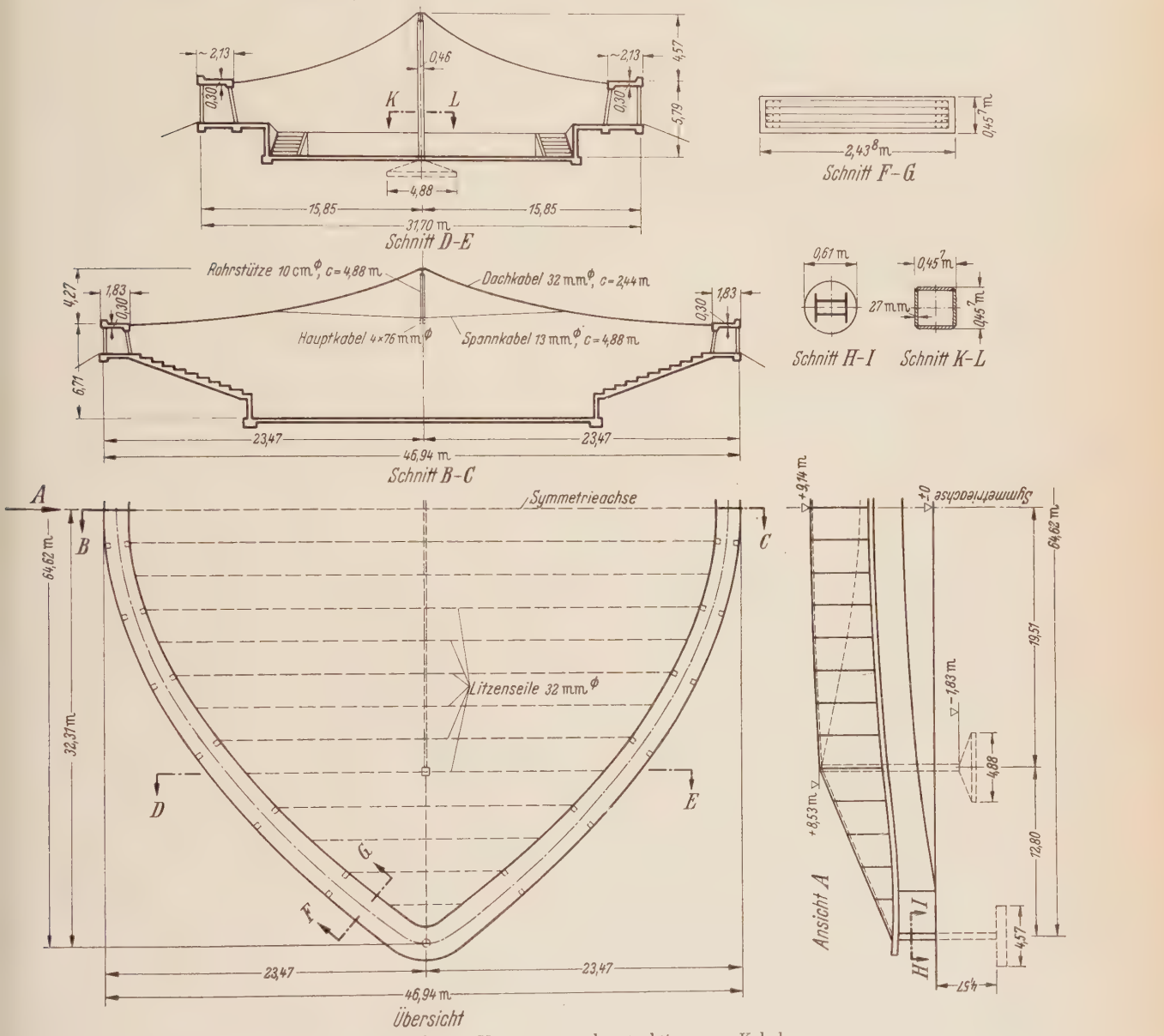


Abb. 10. Entwurf mit Unterstützungskonstruktion aus Kabeln.

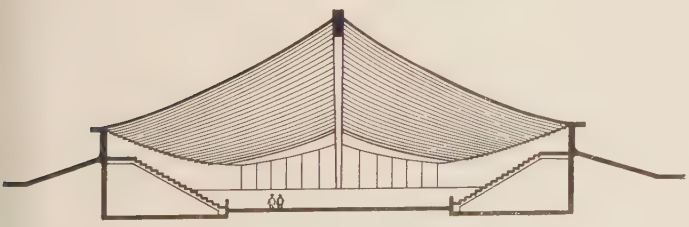


Abb. 11. David S. Ingalls Rink, Yale University, New Haven, Conn. (USA).
(Architekten: Ero Saarinen & Assoc.)

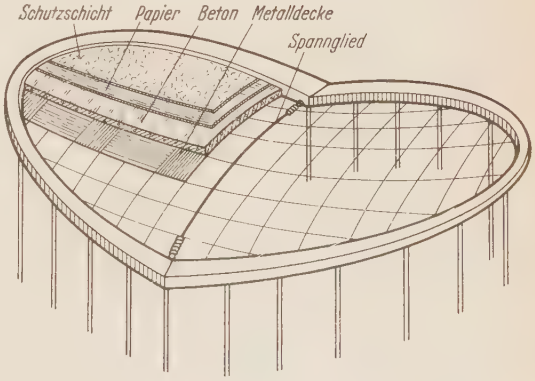


Abb. 12. Halle mit Verbundplatten-Abdeckung.

me geben. Für die Bereitstellung der gezeigten Abbil-
ngen danke ich besonders dem Büro „Severud — Elstad
Krüger — Assoc" Consulting Engineers, New York
SA).

Neuartige Verschlüsse und Formgebungen an Wehr und Schleuse der Neckarstaustufe Poppenweiler

Von Bauassessor **R. Linder**, Freiburg i. Br.

DK 626.414+627.43 (282.243.146) : (43—2.548)

Die Staustufe Poppenweiler liegt nahe der Kreisstadt Ludwigsburg und etwa 15 km nördlich der Stadt Stuttgart. Ehe ein Rheinkahn von Mannheim kommend in eine ihrer beiden Schleusenkammern einfahren kann, hat er bereits 18 Neckarschleusen und rund 170 Flußkilometer hinter sich gebracht; von dem in Bau befindlichen Hafen Stuttgart trennen ihn noch vier weitere Schleusen und etwa 20 Flußkilometer.

Die Staustufe wurde in den Jahren 1954 bis 1956 erbaut. Abb. 1 zeigt einen Übersichtslageplan der Hauptbauwerke der Staustufe. Die Neckar-Aktiengesellschaft in Stuttgart als Bauherr für die Neckarkanalisierung hatte die Entwurfsbearbeitung und Bauleitung der Wasser- und Schifffahrtsdirektion Stuttgart übertragen; für die im folgenden erläuterten Arbeiten an Wehr und Schleuse war Herr Oberregierungsbaurat O. Welt verantwortlich, der gleichzeitig auch an der Entwicklung und Erprobung der Schleusenverschlüsse führend beteiligt war.

Abb. 2 zeigt einen Längsschnitt durch die mittlere Wel öffnung.

Das remanitplattierte Seitenschild im Bereich d Klappe ist vollkommen eben und ungeteilt. Der Klappe hubbolzen gleitet außerhalb des Seitenschilds auf u nieder. Um die Klappe auch bei starkem Frost beweg zu können, ist in die doppelwandig ausgeführten Seite schilder eine elektrische Heizung eingebaut.

Die Kräfte aus dem Wasserdruck werden von der a gesteiften Blechkonstruktion auf die Endschotts übert gen und mittels Kippstelzen und -platten auf Laufwag übernommen. Die Konstruktion der Kippstelzen u -platten erlaubt eine zweidimensionale Beweglichkeit d Schütze, so daß ein Klemmen beim Hochfahren ausg schlossen ist. Die Laufrollen sind mittels Wälzrollen, d in Fettkammern laufen, gelagert; Gegen- und Seitenfü rungsrollen sind federnd angeordnet.

Als Hubmittel dienen zwei dreifach gelagerte Lasche ketten, und zwar derart, daß die eine einsträngig vo

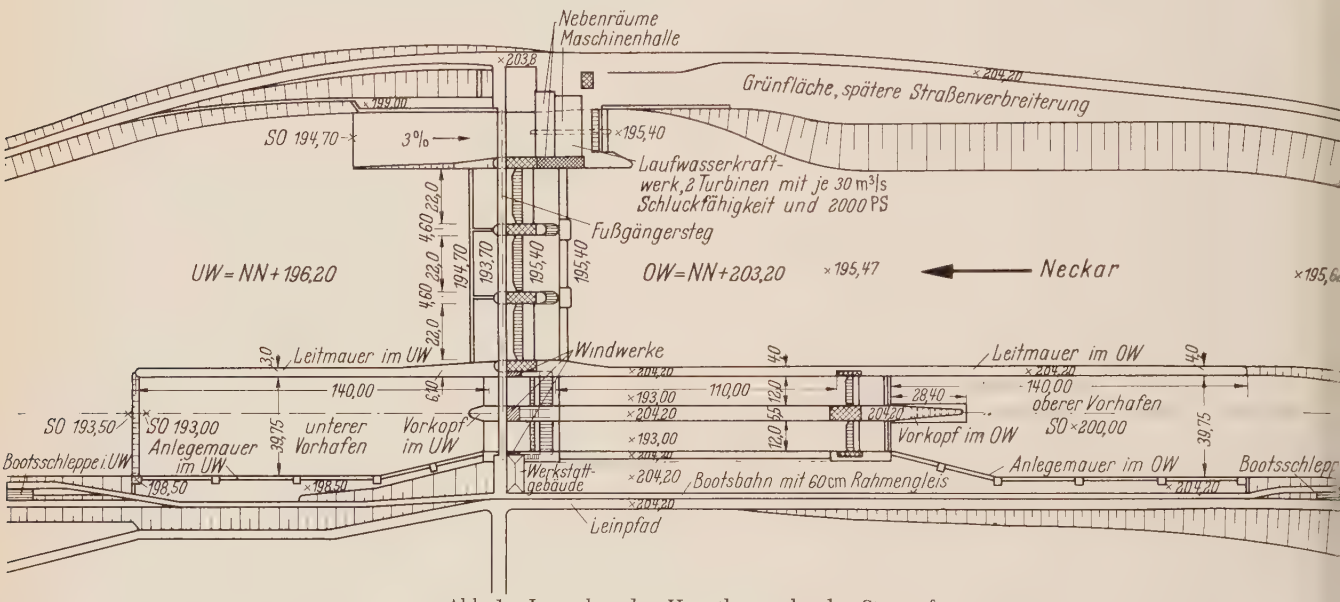


Abb. 1. Lageplan der Hauptbauwerke der Staustufe.

1. Wehranlage

Sie liegt zwischen Buchtenkraftwerk und Doppelschleuse im Stromstrich und hat drei Öffnungen mit je 22,00 m lichter Weite bei 4,60 m Breite der Flußpfeiler. Der Wasserspiegelunterschied zwischen OW und UW beträgt 7,00 m. Die Windwerke der Verschlüsse sind in den Pfeilerbauten untergebracht. Ein stählerner Fußgängersteg mit Betongehbahn quert Kraftwerksauslauf, Wehrpritsche und Schleusenunterhaupt und verbindet die beiden Flußufer. Von diesem Steg aus sind die Wehrnischen (Wehrkörper) und Windwerke zugänglich. Die oberwasserseitig 2,0 m dicke Wehrschwelle mit kräftigem Sporn und die 1,5 m dicke Sohle des Absturzbeckens mit Sporn und 1,0 m hoher Endschwelle sind auf gesundem Fels gegründet.

a) Verschluß der Mittelöffnung

Der Verschluß ist durch die Firma Georg Noell & Co., Würzburg, als Rollschütze mit Klappe bei insgesamt 8 m Verschlußhöhe ausgeführt. Der Grundkörper der Schütze ist eine in sich geschlossene Stahlblechkonstruktion, die zur Erzielung kleinerer Wehrnischen nach den Seiten zu eingezogen ist. Eine torsionssteife Aufsatzklappe von 1,70 m Höhe in Fischbauchform dient der Feinregulierung des Staues und zur Abfuhr von Geschwemmsel und Eisschollen.

Klappenhubbolzen zu einem Hubritzel führt. Der Wel körper selbst wird mittels der anderen, umgelenkten Ke über ein zweites Hubritzel angetrieben.

Der Antrieb erfolgt zweiseitig mit je 10,5 kW Leistu unter Verwendung einer elektrischen Gleichlaufwelle. D Windwerk ist als kombiniertes Windwerk ausgelegt un Verwendung der beiden erwähnten Hubritzel für Klappe kette bzw. Kette des Grundwehrkörpers. Das Klappe windwerk liegt immer an der Motorwelle, während d Grundwehrkörper gegebenenfalls zu- und abgeschal werden kann.

Die Sohldichtung des Schützkörpers ist als Sta schneidedichtung mit hintergelegter Gummifeindichtu ausgeführt, die gegen eine einbetonierte Schwelle a Profileisen dichtet (Abb. 3). Die Seitendichtung des Schü körpers wird durch ein Federblech bewirkt, das elasti unter Verwendung einer Gummilitze am Wehrkörper b festigt ist. Dieses Federblech trägt ebenfalls eine Sta schneide mit beigelegter Gummifeindichtung. Die Seite dichtung wird teils durch den Wasserdruck und teils du Spannfedern gegen die auf der stahlbewehrten Pfeil kante sitzende nichtrostende Schleifleiste gepreßt.

Die Horizontaldichtung der Klappe (Scharnierdichtu besteht aus einem Gummistreifen, der entlang der Sch

rlinie gelegt ist. Zur Seitendichtung der Klappe wurde in verzinkten Blechstreifen gehaltener Flachgummi von mm Stärke verwendet, der mit Federn angedrückt wird d auch während des Betriebes nachgestellt werden kann.

b) Seitenöffnungen

1. Wehrboden und Sturzbett

Die HHW-Linie liegt im Bereich der Wehranlage tiefer der Stauspiegel. Es war daher zu prüfen, ob in den iden Seitenöffnungen durch Erhöhung der Wehrschwelle ht an Verschlußhöhe und damit an Baukosten gespart rden konnte. Schließlich wurde eine Lösung [1] gefun-n: Auf den waagrechten Wehrboden wird ein kreis-nder Höcker aufgesetzt. Beim Überströmen dieser Krüm-ng mit horizontaler Achse erfahren die Stromfäden eine inderung des inneren Druckes, wodurch nach dem Gesetz n Bernoulli eine erhöhte Wassergeschwindigkeit entsteht. ir die vorliegenden Verhältnisse wurde als günstigster ckerradius 1,20 m ermittelt, bei dem noch der Abfluß s HHQ selbst im Katastrophenfall — eine der beiden deren Wehröffnungen blockiert — bei geringster Wasser-ke und bei schießendem Wasserabfluß möglich ist. Um hydraulische Wirkung des Höckers zu erhalten und um n Notverschluß jederzeit einbauen zu können, war zu rdern, daß der Wehrboden im W nicht durch Geschiebe oder hlamm auflandet. Ein entspre-ender Modellversuch [2] ergab, ß die gewählte Lösung auch nsichtlich des Spüleffekts an-hernd gleichwertig ist.

Im gleichen Modellversuch rde als hydraulisch günstigste nge des Sturzbetts für alle drei ehröffnungen 14 m bei 1 m Tie-gefunden. Auch ergab sich eine eite der Endschwelle von nur n, bei der die Gefahr einer Un-rspülung vermieden ist und bei r der entstehende Kolk günstig die Schwelle anschließt.

2. Verschlüsse

Beide Öffnungen sind durch eichartige Rollschütze als ge-nlossene Kastenschütze in hweißkonstruktion von je 6,80 m öhe verschlossen, die ebenfalls ch den Seiten hin eingezogen nd; Lieferfirma MAN Werk nstavsburg. Der Tragkörper be-eht aus einem im Querschnitt apezförmigen Kasten, dessen ch OW gerichtete Wand nach en und unten über den bie-ngs- und torsionssteifen Kasten-nerschnitt auskragt und die Stau-und bildet. Abb. 4 zeigt den erschluß bei der Montage und Abb. 5 den Längs-nitt durch eine der beiden Seitenöffnungen. Die Stau-und wirkt hinsichtlich des Wasserdrucks gleichzeitig Druckgurt des Kastens.

Die Sohlen- und Seitendichtungen sowie die Lage-ngen der Schütze ähneln im Prinzip den unter 1. a) äuterten Bauweisen. Die Schütze hängt beiderseits t Umlenkrollen in einer Laschenkette, welche mit m einen Ende an dem Windträger befestigt ist, ihrend das andere Ende über das Kettenritzel läuft. Die iden Windwerkshälften jeder Schütze sind ebenfalls rch eine elektrische Welle verbunden; zwei Elektro-otoren von je 5 kW Leistung treiben über den Räder-sten, selbstsperrende Schneckentriebe und Rädervorgelege Kettenritzel an.

c) Montage der Verschlüsse

Sämtliche drei Verschlüsse wurden in Hochmontage, zwei davon über fließendem Wasser eingebaut. Die Arbeiten mußten im Winter 1955/56 ausgeführt werden, gingen jedoch ziemlich planmäßig und ohne Zwischenfälle vonstatten. Nennenswerte Nacharbeiten erforderte lediglich die Seitendichtung der Aufsatzklappe der Mittelöffnung.

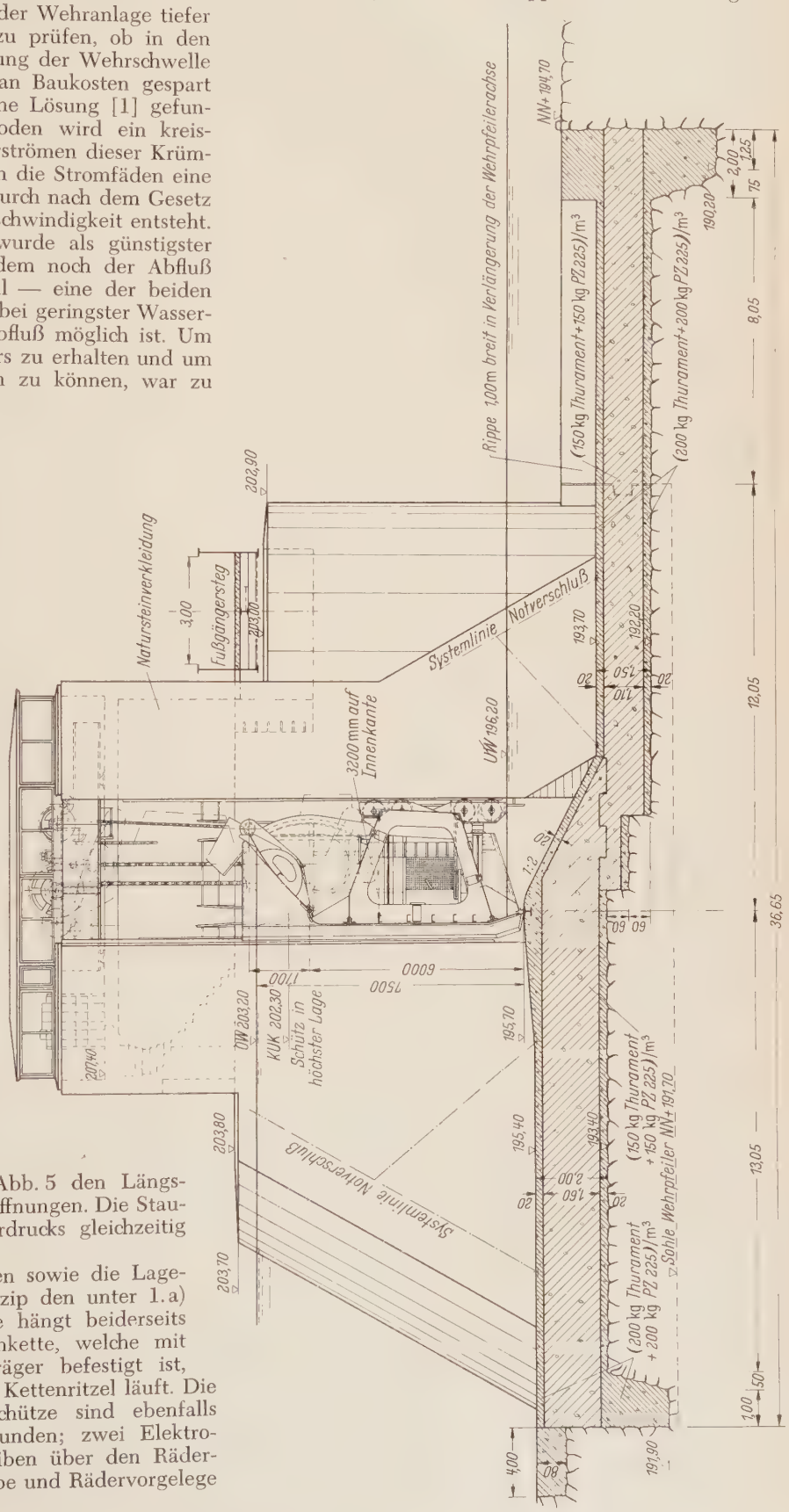


Abb. 2. Längsschnitt durch die mittlere Wehröffnung.

Der Stahlbedarf einschließlich Armierungen, Armaturen, Windwerke, Maschinen- und Dichtungsteile betrug in der Mittelöffnung (in jeder Seitenöffnung) rund 123 t (je 84 t). Je m² verschlossene Wehröffnung mußten 0,57 t (0,45 t) Stahl aufgewandt werden. Die Montage einschl. Rüstungen erforderte auf der Baustelle bei der Mittelöffnung etwa 80 Lohnstunden je t Stahl; bei der linken Seitenöffnung waren etwa 85 h/t erforderlich, während die nachfolgende Montage des Verschlusses der rechten Seitenöffnung nur noch etwa 65 h/t erforderte.

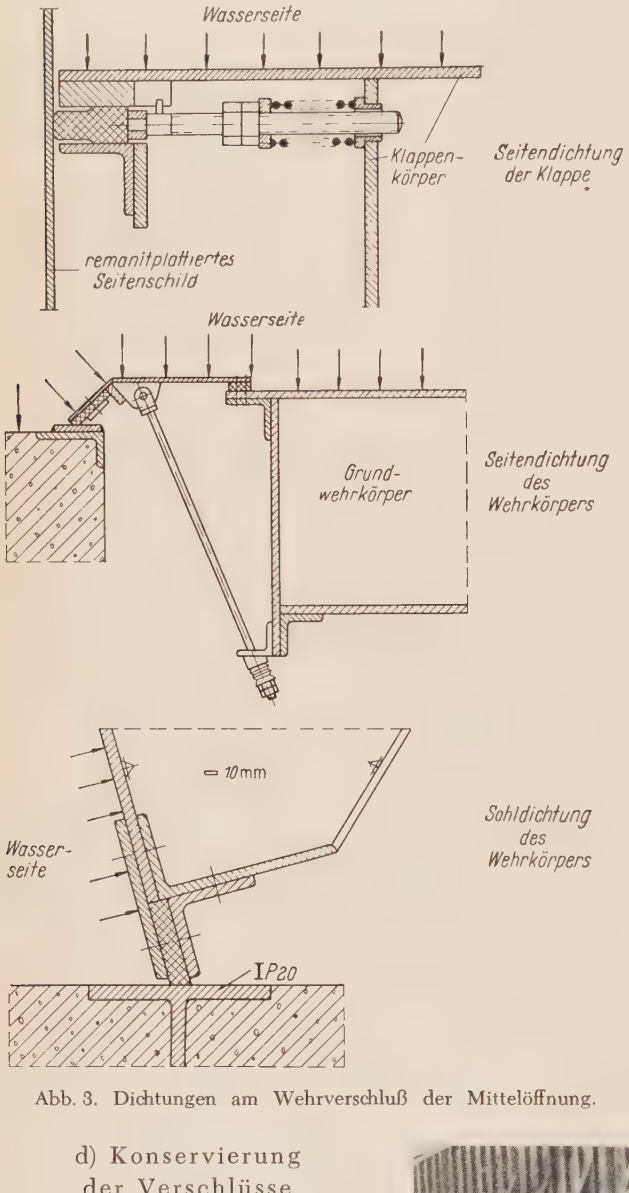


Abb. 3. Dichtungen am Wehrverschluß der Mittelöffnung.

d) Konservierung der Verschlüsse

Die Stahlkonstruktionen erhielten im Werk einen kalten Grundanstrich (Steinkohlenteerpech, Schwerbenzol, Anthracenöl und Füller) und nach der Montage einen Haftanstrich mit dem gleichen Material, anschließend einen heißen Deckanstrich (Bitumen, Steinkohlenteerpech und Füller). Stark beanspruchte Teile (Wasserwechsel-, Überfall- und Ausflußzone sowie Schleifdichtungsflächen) erhielten insgesamt 4 Kaltanstriche mit Graphitum, einem Phenolharzprodukt mit Aluminiumpulver. Der spezifische Lohnaufwand für einen Kaltanstrich (Heißanstrich) auf der Baustelle einschl. Nebenarbeiten betrug etwa 0,12 (0,24) h/m².

Es zeigte sich, daß der Haftanstrich nur auf absolu trockene Flächen aufgebracht werden darf, und daß diese Haftanstrich ebenfalls gut trocknen muß, ehe der heiß Deckanstrich aufgebracht werden kann. In einem einzel nen Falle, bei dem dies nicht beachtet worden war, geri der Heißanstrich nach einem halben Jahr unter dem Ei fluß der Sonnenstrahlung ins Rutschen und mußte erneue werden.

e) Betrieb

Sämtliche Verschlüsse arbeiten einwandfrei; insbeso dere wirken die Dichtungen ausgezeichnet. Die Verschlüss werden im normalen Betrieb mit einer Geschwindigke von 15 cm/min elektrisch auf- und abwärts bewegt; i Bedarfsfall ist Handantrieb mit $v = 1$ cm/min möglich. Di Aufsatzklappe des Verschlusses der Mittelöffnung kann s wohl örtlich als auch mit gleicher Geschwindigkeit vo benachbarten Kraftwerk aus elektrisch gesteuert werden.

2. Schleusenanlage

Sie liegt am linken Neckarufer und besteht — wie a kanalisierten Neckar üblich — aus zwei nebeneinande liegenden Kammern mit je 110 m Nutzlänge und 12 r nutzbarer Breite bei 3,20 m Drempeltiefe. Die Hubhöh beträgt 7 m. Die Kammern, deren Plattform 1 m über de OW-Stauspiegel liegt, werden zur Hochwasserabfuhr nic herangezogen. Jede Kammer kann jeweils einen 1200 Kahn (Rhein-Herne-Kanalkahn samt Schlepper oder Moto güterschiff Typ „Johann Welker") in einer Schleusun übernehmen. Die Kammern werden umlauflos durch d Tore gefüllt und geleert. Die Schleusen-, Leit- und A legemauern sind in Beton als Schwergewichtsmauern au geführt und auf Fels gegründet. Die 3,20 m tiefen OW und UW-Vorhäfen sind jeweils 140 m lang und 39,75 r breit.

a) Vorkopf der Mittelmauer im OW

Bei Doppelschleusen entsteht beim Füllen bzw. Er leeren einer Schleusenkammer stets um den Vorkopf d Mittelmauer im OW bzw. UW herum eine Strömung, d die im oberen bzw. unteren Vorhafen auf Schleusung in d Nachbarkammer wartenden Schiffe in eine unerwünsch Schlingerbewegung bringt. Im Modellversuch zeigte si daß dieser Erscheinung durch eine konisch sich zuspitzend Verlängerung des Vorkopfes wirksam begegnet werde kann. Zusätzlich ist der verlängerte Vorkopf unmittelb über der Vorhafensohle durch Stichkanäle durchbrochen, s daß sich der Wasserspiegel diesseits und jenseits des Vo kopfes rasch ausgleichen kann. Abb. 6 zeigt den Vorko in Draufsicht und Schnitt und Abb. 7 eine Ansicht vor d Flutung des oberen Vorhafens.

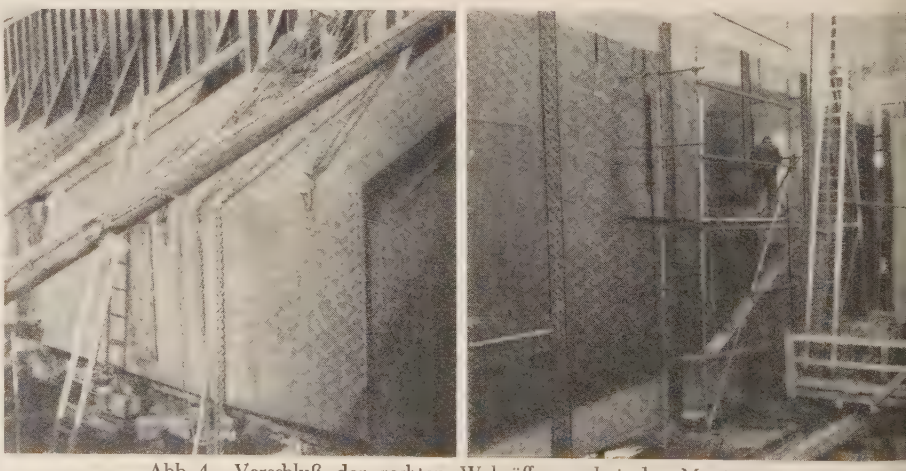


Abb. 4. Verschluß der rechten Wehröffnung bei der Montage.
a) Luftseite b) Wasserseite

b) Verschlüsse am Oberhaupt

Die Oberhäupter beider Kammern sind durch zwei eichartige Hubsenktore mit je 4,60 m Höhe verschlossen; eferfirma Georg Noell & Co., Würzburg. Der Torkörper eses Verschlusses besteht aus einer vollkommen geschlosnen Blechkonstruktion, die mit Querschotten in Rahmenart sgesteift ist. Infolge seiner Tiefe ist er weitgehend unnpfindlich auch gegen Schiffsstöße. Das Tor hat die Konuktionsmerkmale eines Versenkschützes; es ist ein Rolltor, bei auf jeder Seite zwei Laufrollen unmittelbar am Endnott befestigt sind.

Das Tor wird über Laschenketten auf beiden Seiten rch Windwerke bewegt, die mittels einer im Energieernichtungsbalken gelagerten mechanischen Gleichlaufelle verbunden sind.

Beim Füllen der Schleusenkammer wird das Schütz mit ngsamer Geschwindigkeit nach aufwärts bewegt, bis ein illspalt von etwa 80 cm erzeugt ist. Das Füllwasser prallt gen den Energievernichtungsbalken, dann gegen einen eiteren Bremsbalken und gegen eine durchgehende 1 m he Schwelle, wird somit auf seinem Wege in die hleusenkammer mehrfach umgelenkt, verbraucht seine endige Energie und strömt relativ ruhig in die Kammer n. Abb. 8 zeigt einen Schnitt durch eines der Tore und rch die Energievernichtungsanlage sowie eine Ansicht s Aufbaues auf der Mittelmauer beim berhaupt, in dem Windwerke und entralsteuerraum untergebracht sind. e Aufbauten auf den beiden Seitenauern der Schleuse beim Oberhaupt nd um die Geschoßhöhe des Zentralsteuerraumes niedriger.

Nach Ausspiegelung der Schleusenmmer mit dem OW fährt das Tor t größerer Geschwindigkeit nach abirts bis unter die Höhe des Energiernichtungsbalkens. Sobald die Schleunkammer belegt ist, fährt das Tor mit eicher Geschwindigkeit nach oben und rschließt die Kammer. Zur Erreichung r beiden Antriebsgeschwindigkeiten ent ein Planetengetriebe mit je zwei fgesetzten Motoren. Das Windwerk lbst besteht aus Kettenritzel, den Vorlegen und der elektrischen Ausstung.

Die reine Füllzeit für eine Schleunkammer beträgt etwa 7 Minuten. bei steigt der Wasserspiegel maximal n etwa 1,8 m/min an. Aus dem Oberasser werden maximal 40 m³/s entmmen.

Die Sohlendichtung ist in etwa 2 m eite Dichtungsträger unterteilt, wobei jeder Abschnitt ein ppeltes Federdruckgestänge besitzt. Die Dichtungsträger nd an der Dichtungsseite mit dem eigentlichen, durch emmplatten gehaltenen Dichtungsgummi in Trapezform rsehen, der gegen eine am Drempel einbetonierte gebelte Stahlarmierung drückt (Abb. 9).

Zum Nachsehen und zur Reparatur wird das Tor so eit hochgefahren, daß die Torunterkante 50 cm über dem W-Spiegel liegt. Somit erübrigt sich das Einsetzen eines sonderen Notverschlusses für Reparaturen am Torverhluß. Der von der Lieferfirma entwickelte Tortyp wurde stmals bei der Schleusenanlage Birsfelden bei Basel verendet. Den gleichen Verschluß haben die Schleusenoberupter der Neckarstaustufen Hofen und Cannstatt erlten.

c) Rollkeilschütz beim Oberhaupt

Zwecks Ersparnis an Schleusungswasser ist beim Oberupt durch einen Verbindungskanal 2,5 × 2,5 m l. W. ischen beiden Schleusenkammern die Möglichkeit geschaffen, das Wasser aus einer zu leerenden Kammer in die zu füllende Nachbarkammer überzuleiten. Ein Rollkeilschütz schließt beide Kammern gegeneinander ab. Das Füllwasser aus einer Kammer wird aus dem Verbindungskanal zur anderen Kammer durch Zwischenwände gleichmäßig

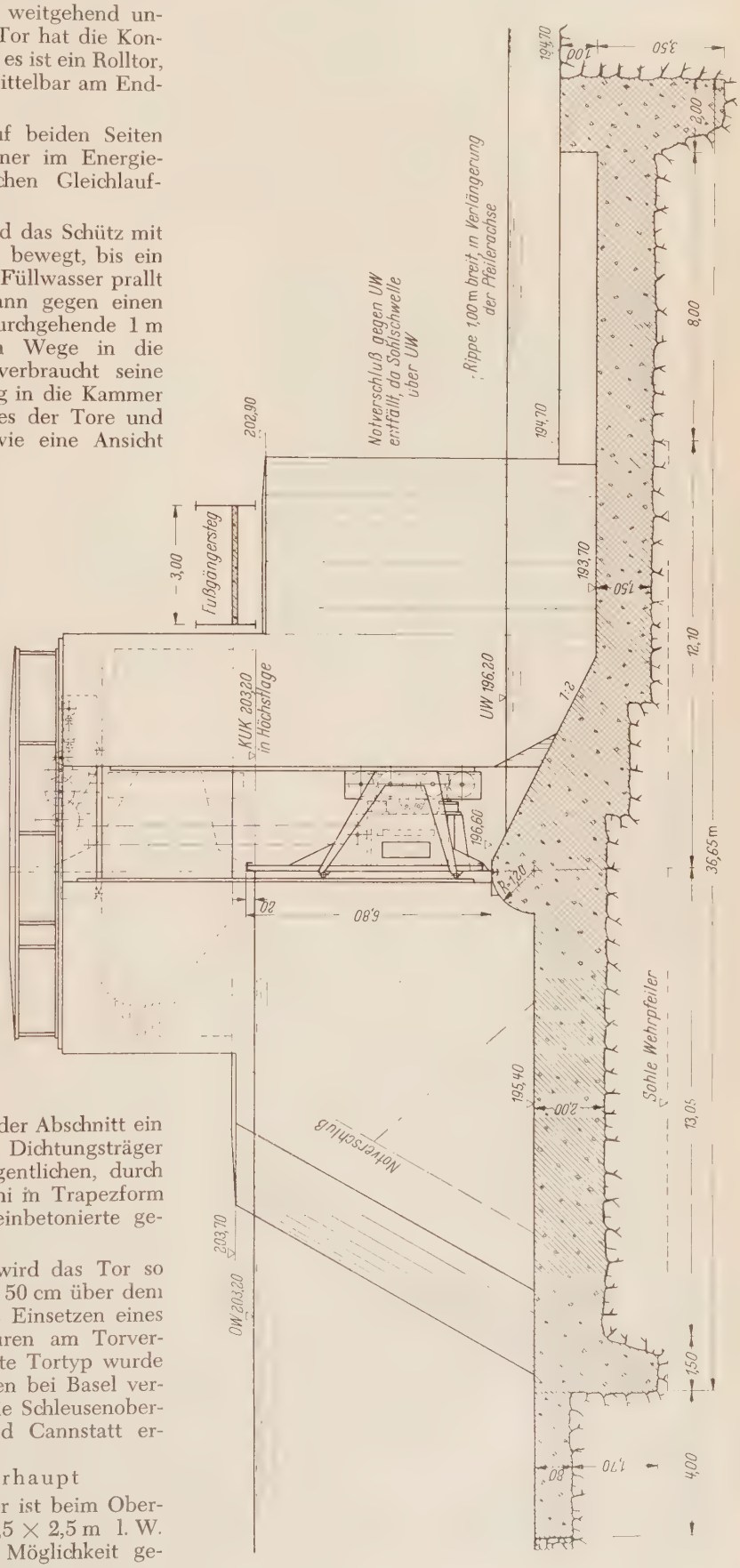


Abb. 5. Längsschnitt durch eine der beiden Seitenöffnungen der Wehranlage.

parallel zur Schleusenachse umgelenkt und fällt über die auf die ganze Breite der Schleuse durchgehende waagrechte Überfallöffnung in die Energievernichtungsanlage und

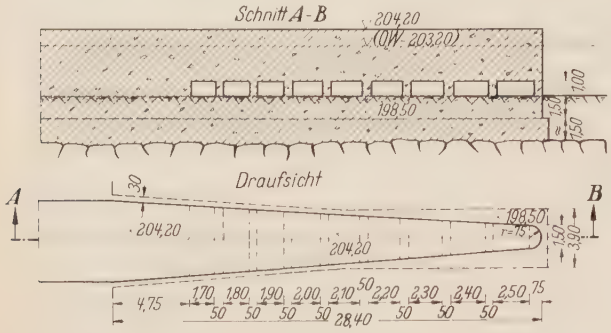


Abb. 6. Vorkopf der Schleusenmittelmauer im OW.

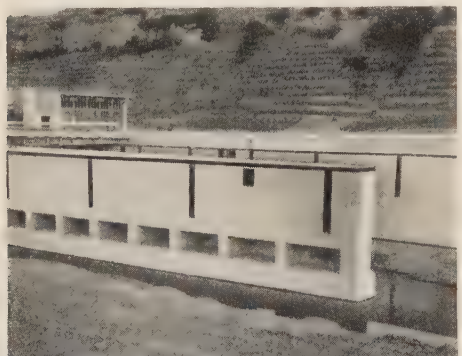


Abb. 7. Vorkopf der Mittelmauer im OW von der Anlegemauer im OW aus gesehen.

strömt dann gleichmäßig und ruhig in die Schleuse kammer ein.

d) Verschlüsse am Unterhaupt

Die Unterhäupter beider Kammern sind durch zw gleichartige umlegbare Hubtore mit 10,40 m Höhe in d Senkrechten verschlossen. Der neuartige Tortyp wurde se dem Jahre 1953 von der Lieferfirma Maschinenfabrik E lingen/Neckar in Zusammenarbeit mit der MAN We Gustavsburg entwickelt und erstmals bei den Unterhäupte der Neckarschleusen Pleidelsheim und Marbach angewanc Neben der Schleusenanlage Poppenweiler erhielt gleic zeitig die Neckarschleuse Hofen die gleiche Untertorko struktion, die unter den gegebenen Verhältnissen in wi schaftlicher, ästhetischer und betriebstechnischer Hinsic bedeutende Vorteile aufweist.

Die Konstruktion ist im Prinzip dadurch gekennzeichne daß ein einteiliger Torkörper beim Öffnen so geführt wir daß er sich aus einer senkrechten oder leicht schräg na UW geneigten Anfangslage in eine annähernd horizonta Höchstlage bewegt. Dabei dreht sich das Tor um eine ho zontale Achse und gibt der Schiffahrt eine lichte Durc fahrtshöhe von 6 m über HSW frei.

Im Falle Poppenweiler stehen ein als offenes Riegelt konstruierter Torkörper und seine Schienenbahn in d Schließstellung unter 67° zur Horizontalen gegen das U geneigt. Die Bewegung und Drehung des Torkörpers wi dadurch bewirkt, daß das Tor mittels Rollen bzw. Ro wagen auf getrennten, aus geraden und gebogenen Teil zusammengesetzten Schienen geführt wird. Nachschau u Reparatur des Torkörpers sind jederzeit möglich, ohne d besondere Notverschlüsse eingesetzt werden müßte Abb. 10 zeigt einen Längsschnitt durch eine der beid Schleusenkammern beim Unterhaupt bei geschlossenem T und Abb. 11 die Ansicht eines Tores vom UW her währe der Montage.

Das Riegeltor besteht aus 4 geschweißten Hauptriegel die den Wasserdruck aufnehmen, und 3 oberen sekundär

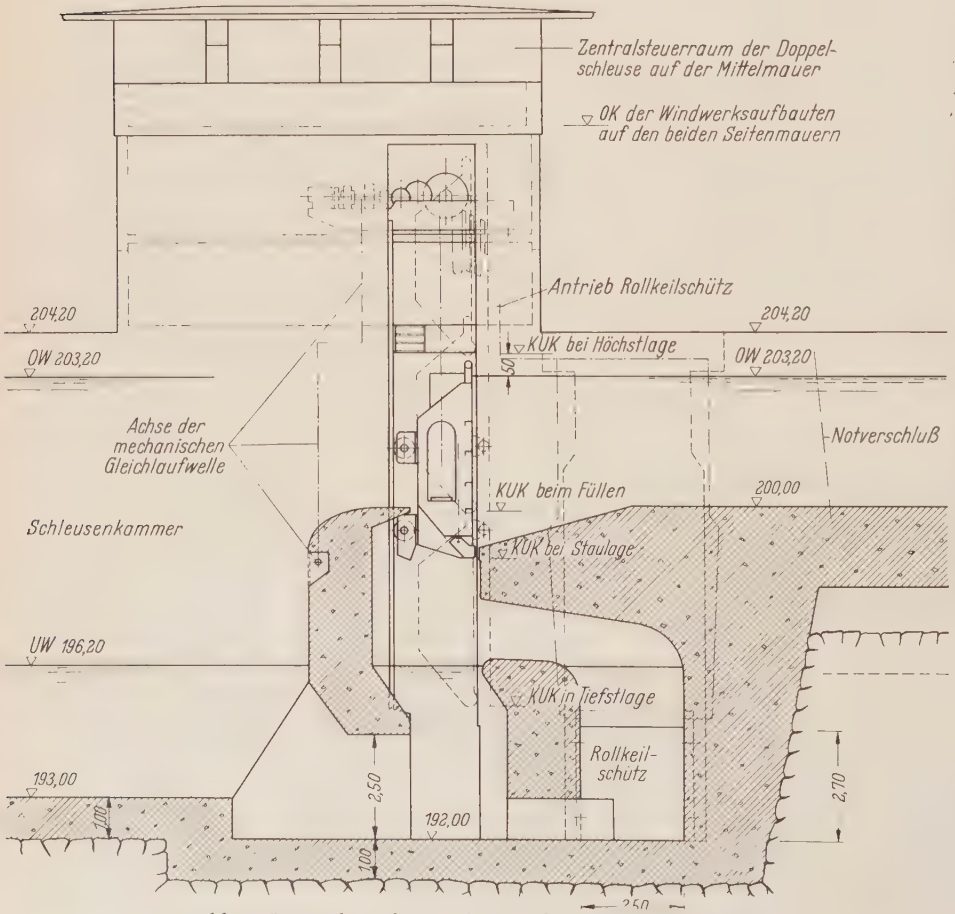


Abb. 8. Längsschnitt beim Schleusenoberhaupt in Kammerachse.

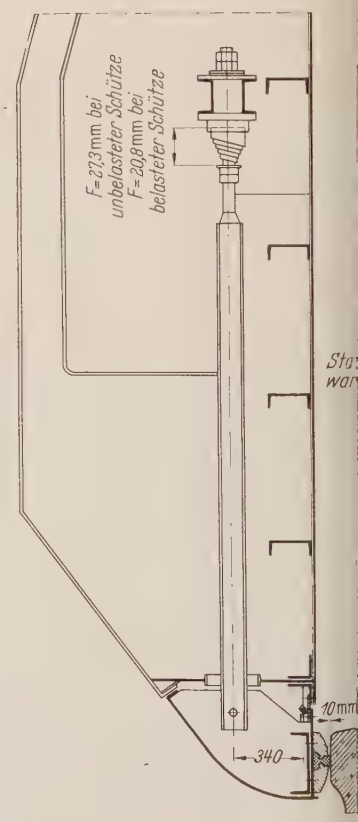


Abb. 9. Sohldichtung beim Hubsenkt

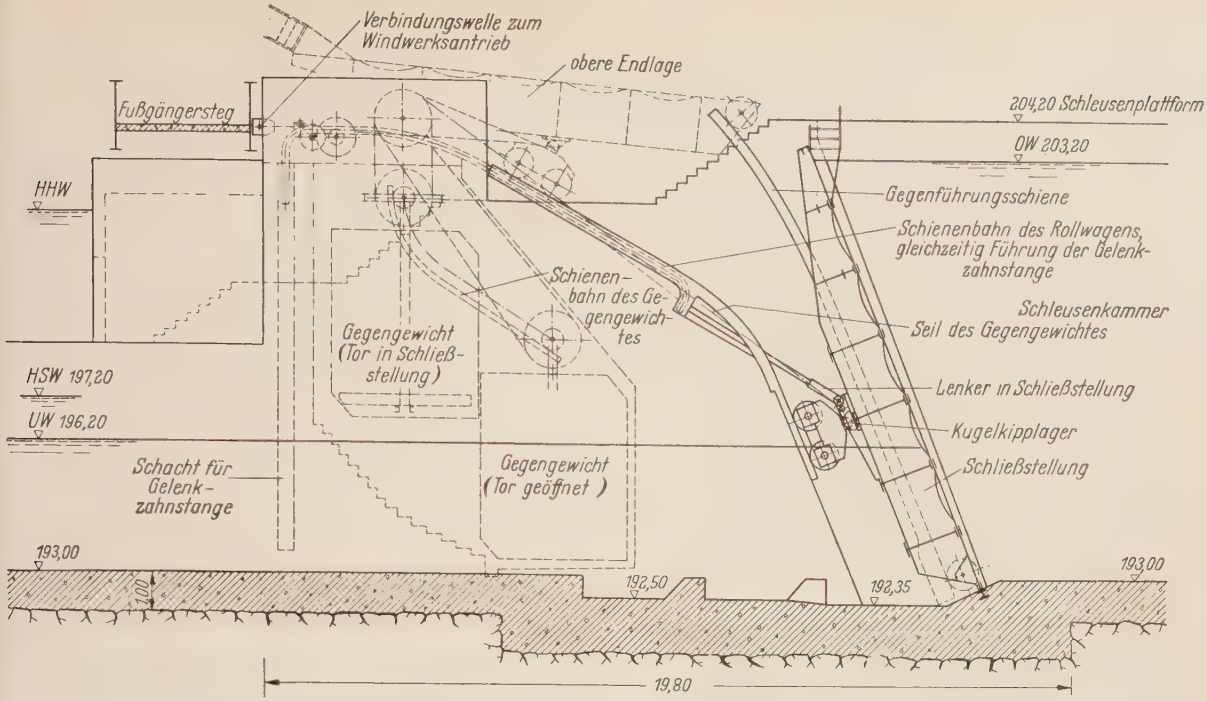


Abb. 10. Längsschnitt beim Schleusenunterhaupt in Kammerachse.

vischenriegeln, die sich auf die beiden Rand- und zwei rtikale Mittelträger abstützen. Die Stauwand ist aus Tonnblechen von 1,75 m Stützweite gebildet; nur die Stauand zwischen den beiden untersten bzw. obersten Riegeln eben. Die Stauwände wirken gleichzeitig als Obergurte r Riegel. Rand-, Mittelträger und die vier Hauptriegel lden einen Trägerrost, welcher auf unteren fliegend angedneten Rollen und mittels Kugelkipplagern ⌀ 200 mm f zwei etwas oberhalb des Schwerpunktes der Wasserlast geordneten Rollwagen gelagert ist, die sich auf die hienenbahnen abstützen. Die unteren fliegend angeordten Rollen führen auf besonderer Laufbahn den Torrper so, daß er sich beim Heben zunächst senkrecht m resultierenden Wasserdruck schräg nach oben bewegt d sich im weiteren Verlauf der Hebung um die beiden igelgelenke in seine annähernd horizontale Höchstlage eht. Die seitliche Führung des Tores erfolgt durch die urkränze der Rollen. Das Kugelgelenk ermöglicht die rschiedenen Neigungen des Torkörpers gegenüber dem llwagen beim Durchfahren der Kurvenbahn und auch iflagerverdrehungen des Tores infolge Wasserdruck senkcht zur Fahrtrichtung.

Da bei Bewegung des Tores unter Wasserdruck von r Schließ- bis in die Entleerungslage sämtliche Führgsschienen parallel verlaufen, finden unter der großen asserbelastung keine nennenswerten Kippbewegungen im igelgelenk statt. Bei der weiteren Bewegung des Tores t starker Drehung im Kugelgelenk entfällt die Wasser-t; die Belastung der mit Mehrstoffbronze ausgekleide-n Kugelpfanne ist dann nur noch niedrig.

Die Laufschienen sind entsprechend den auftretenden llendrücken teils als massive Blockschienen, teils als ofil mit aufgeschweißter Flachschiene ausgebildet; die ufschienen des Rollwagens in der Kurvenbahn bzw. in r anschließenden geraden Führungsbahn dienen gleichtig als Führung für die Gelenkzahnstangen des Tortriebs.

Um den Antrieb zu entlasten, ist auf jeder Torseite ein gengewicht angeordnet, welches mittels 2 Seilen und er Seilrollen ⌀1400 mm an einer besonderen, seitlich ben dem Kugelgelenk am Tor befestigten Konsole aneift. Für die Seile wurde eine verzinkte Ausführung mit hlseele und Parallelmachart mit Fülldrähten (Warringn) gewählt. Der Ausgleich der Seilkräfte einer Torseite olgt durch einen Waagebalken. Seillängungen können rch Schraubenspindeln ausgeglichen werden.

Da die Zugkräfte des Tores je nach Lage verschieden groß sind, werden die Gegengewichte, welche in Schächten unter den Antrieben untergebracht sind, auf gekrümmten Laufbahnen gegenläufig zum Tor geführt und auf diese Weise in ihrer Wirkung den veränderlichen Torkräften weitgehend angepaßt.

Da der Platz für die Gegengewichte beschränkt ist, mußten sie mit einer losen Rolle versehen und daher verhältnismäßig schwer ausgebildet werden. Der Weg des Gegengewichtes beträgt die Hälfte des Torweges. Die

Abb. 11. Umlegbares Hubtor während der Montage vom UW her gesehen.

Gegengewichte sind aus Beton hergestellt, wobei zwecks Raumersparnis Schwerspatkies als Zuschlagstoff verwendet wurde. Die Gegengewichtsschächte sind nach Torkretierung trocken; sie sind jederzeit begehbar. Die 60 cm dicken

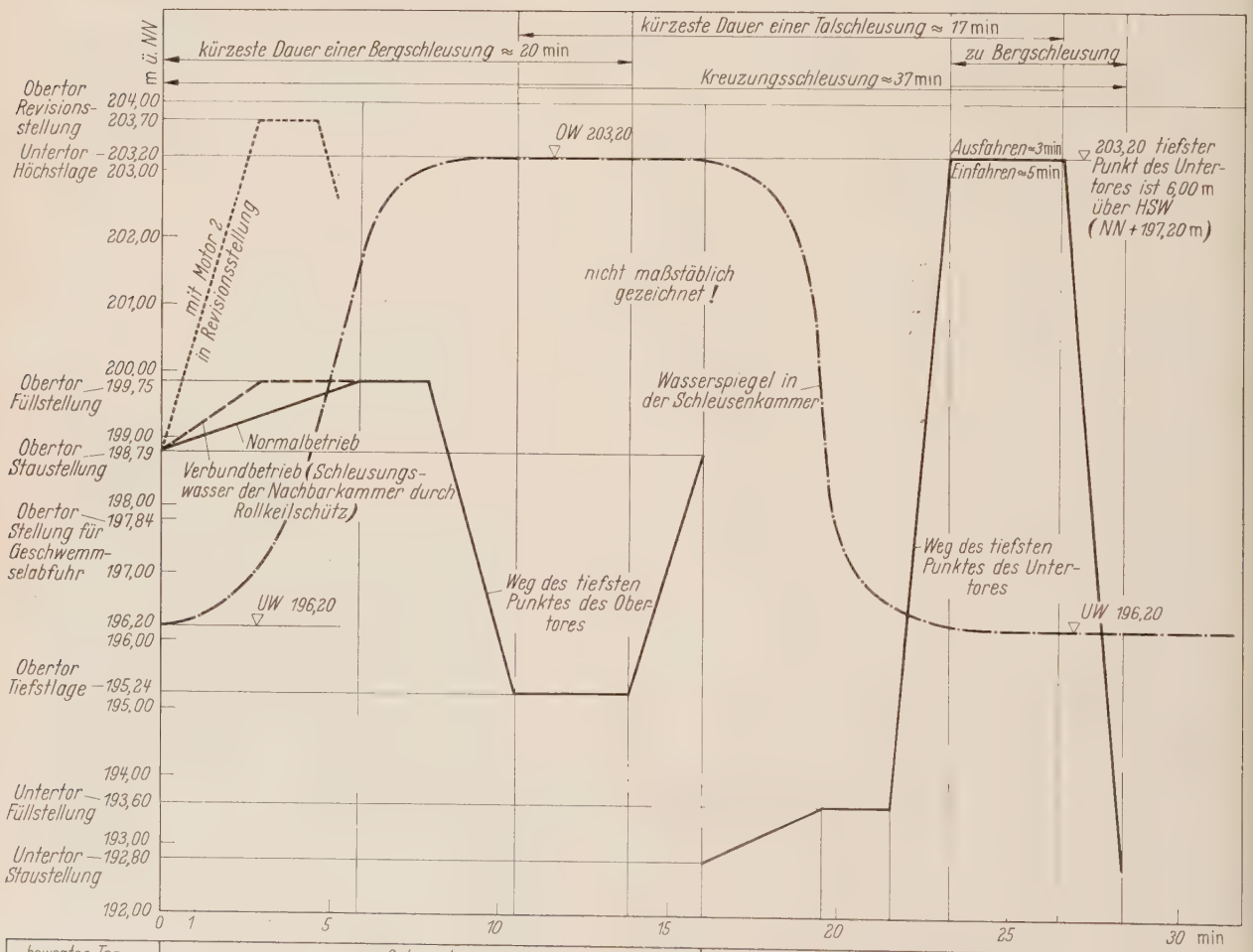
Abb. 12. Rollwagen des umlegbaren Hubtores.

Seitenwände sind dem bei HHW auftretenden Wasserdru entsprechend sehr stark bewehrt.

Der Antrieb nimmt so wenig Platz ein, daß die Flac dächer der Windwerkhäuser nicht über den Fußgänge steg hinausragen. Die Antriebsleistung wird über Ritz mittels Gelenkzahnstangen und Lenker übertragen, die der gleichzeitig als Kettenführung ausgebildeten Lau schiene des Rollwagens beweglich gelagert sind. Abb. 1 zeigt den Rollwagen mit Kugelgelenk und Laufschiene, d Lenker und die am Tor angreifenden Seile des Gege gewichts. Jedes Tor hat nur ein Antriebsaggregat jewe auf der Seitenmauer; die Antriebsleistung wird mitte einer an den Fußgängersteg angehängten mechanische Welle auf die Torseite bei der Schleusenmittelmauer übe tragen.

Die Zugkraftsverhältnisse in den Antriebsorganen we chen von dem bei senkrecht bewegten Toren gewohnte Kraftverlauf ab. Wegen der komplizierten Bahn- u Lageverhältnisse konnten sie nur zeichnerisch ermitte werden. Das Ergebnis wurde am betriebsfertigen T durch Dehnungsmessungen an den Lenkern nachgeprüf Gewisse Unterschiede in den Zugkräften der rechten u linken Torseite ließen sich weitgehend beseitigen.

Die Hubgeschwindigkeit des Tores innerhalb der En leerungsstelle beträgt 4 mm/s in der Senkrechten, bis e etwa 80 cm hoher Spalt für den Wasserdurchtritt fre gegeben ist. Die Energie des ausströmenden Wassers wi durch eine Reihe von Störkörpern vernichtet, die im A



bewegtes Tor	Obertor					Untertor				
Leistung des eingesetzten Antriebmotors	Motor 1: N = 1,8 kW (Normalbetrieb) / 2,5 kW (Verbundbetrieb) (Motor polumschaltbar)	–	Motor 2 N = 8,5 kW	–	Motor 2 N = 8,5 kW	Motor 1 N = 3,3 kW	–	Motor 2 N = 27 kW	–	Motor 2 N = 27 kW
Weg [mm] : : v [mm/s] = Zeitdauer [s]	960:3 = 320 s (Normalbetrieb) Füllen 960:6 = 160 s (Verbundbetrieb)	Ausspiegeln ≈ 120 s	Öffnen 4510:30 = 150 s	Einfahren ≈ 300 s Ausfahren ≈ 200 s	Schließen 3550:30 = 118 s	Entleeren 980:4,53 = 216 s Zahnstangenweg	Ausspiegeln ≈ 100 s	8750:98 = 89 s Zahnstweg	Ausfahren ≈ 200 s Einfahren ≈ 300 s	9730:98 = 99 s Zahnstweg

Abb. 13. Betrieb der Schleusenanlage: Wegzeitdiagramme und Antriebsleistungen.

nd von 4 m von der Sohlschneide angeordnet sind und ı Entleerungsstrahl aufreißen. Die Störkörper sind cm hoch und 1 m breit und haben einen gegenseitigen stand von 1 m. Eine 50 cm hohe Schwelle im Abstand ı 7 m von der Sohlschneide bricht den bereits weitgehend wirbelten Entleerungsstrahl noch einmal, so daß er vertnismäßig ruhig ins UW abfließt.

Nach dem Ausgleich der Wasserspiegel in Schleusenmmer und unterem Vorhafen wird das Tor mit = 100 mm/s gehoben; das Schließen nach der Einfahrt es Schiffes erfolgt mit gleicher Geschwindigkeit. Die schiedenen Geschwindigkeiten werden durch zwei Moe erzielt, welche über ein Planetengetriebe und veiedene Übersetzungen auf die Kettenritzel wirken.

Um die Schiffahrt vor Tropfwasser bei geöffnetem Tor schützen, wurden an den unteren Ecken der in das V eintauchenden Riegeluntergurte Rinnen angebracht, das Tropfwasser einwandfrei nach den Seiten abführen. ırch die Drehung des Tores beim Hochfahren läuft das asser an verschiedenen Stellen gleichzeitig und so rasch , daß beim Erreichen der Höchstlage keine nennenswerı Wassermengen mehr abgeführt werden müssen.

Als Seitendichtung gleitet ein mittels Gummizwischen;en am Torkörper federnd gelagertes Blech mit einer zogenen Aluminium-Dichtungsleiste auf der Seitennierung. Neuartig ist die Verwendung von Aluminium; ses wurde seines günstigen elektrochemischen Verhaltens gen gegenüber der stählernen Armierung gewählt. Die chtigkeit der sorgfältig bearbeiteten Aluminiumleisten den gehobelten und peinlich genau verlegten Armieıgen ist so gut, daß auf eine Gummifeindichtung verıtet werden konnte. Die Seitenarmierung ist durch einen ıkspritzüberzug und 3fachen Icositlackanstrich gegen rrosion geschützt. Die Dichtungsleisten stehen nur im reich der Schließstellung mit der Armierung in Berühıg; im Verlauf der Bewegung des Tores beim Öffnen d Schließen sind sie vollkommen voneinander abgelöst, daß sich die Berührungsflächen minimal abnützen.

Die Sohldichtung ist in üblicher Art als Stahlschneide Gummifeindichtung ausgebildet.

e) Konservierung der Verschlüsse

Hier wurde ein bewährter dreifacher Schwarzanstrich Inertol I dick U (Steinkohlenteerpech als Grundstoff, ızolkohlenwasserstoffe als Lösungsmittel und minesche Füllstoffe) aufgebracht.

f) Montage der Verschlüsse

Die Tore wurden teils in Hochmontage, teils in Tiefntage jeweils in trockener Baugrube ohne Schwierigten rasch montiert. Zeitraubend dagegen war die voranangene äußerst genaue Verlegung der Laufschienen ı einem stabilen Hilfsgerüst aus.

g) Betrieb

Die Verschlüsse konnten nach sehr kurzem Probeıieb und mit geringen Nacharbeiten den Betrieb aufımen und arbeiten seither einwandfrei. Abb. 13 zeigt im ıgramm die wesentlichsten Daten für die Antriebe und ı Schleusungsbetrieb.

Sämtliche Verschlüsse der Doppelschleuse samt Rollschütz werden von dem bereits erwähnten Zentralsteuerıd aus bedient, der im obersten Teil des mittleren Aufbaues am Oberhaupt liegt. Von dort aus hat der Schleusenbeamte einen umfassenden Rundblick auf die Schleusenanlage samt Vorhäfen und anschließender Flußstrecke. Das Hubsenktor behindert die Sicht naturgemäß überhaupt nicht; das umlegbare Hubtor verdeckt im geöffneten Zustand zusammen mit dem Fußgängersteg nur einen kleinen Teil des unteren Vorhafens.

h) Vorkopf der Mittelmauer im UW

Die Mittelmauer im UW sollte in gleicher Weise wie die Mittelmauer im OW vorgezogen und über der Vorhafensohle durchbrochen werden. Der Stand der Bauarbeiten bei Abschluß der Modellversuche ließ dies aber nur noch in beschränktem Maße zu.

i) Geschiebeablenker bei der Leitmauer im UW

Am unteren Ende der Leitmauer im UW vergrößert sich die Gesamtbreite des Flußbetts um die Vorhafenbreite. Diese plötzliche Verbreiterung des Abflußquerschnitts führt erfahrungsgemäß häufig zu Geschiebeablagerungen. Ein weiterer Modellversuch [3] ergab als wirksames Mittel die Anordnung einer niedrigen gekrümmten Leitwand im Fluß neben dem unterstromigen Ende der Leitmauer. Aus zeitlichen Gründen konnte dieser Geschiebeablenker nicht mehr im Trockenen gebaut werden und harrt daher noch der Ausführung.

3. Zusammenfassung

a) Bei Wehranlagen kann ohne Minderung der Abflußleistung durch Aufsetzen eines kreisrunden Höckers in Beton auf den Wehrboden an Verschlußhöhe der Stahlkonstruktion und damit an Kosten gespart werden.

b) Die ausführlich beschriebenen neuartigen Schleusenverschlüsse, Hubsenktor als Obertor und umlegbares Hubtor als Untertor, bieten bei entsprechenden örtlichen Verhältnissen unter Umständen wirtschaftliche, ästhetische und betriebliche Vorteile gegenüber herkömmlichen Bauweisen: Einfache, klare und robuste Konstruktion, niedrige Aufbauten für die Antriebe, einfache Wartung, da alle bewegten Teile jederzeit zugänglich sind, kurze Reparaturzeiten ohne Einbau von Notverschlüssen, gute Sichtverhältnisse vom Zentralsteuerraum aus. Die bisherigen Betriebserfahrungen mit den Verschlüssen sind gut.

c) Bei den Sohl- und Seitendichtungen der Wehr- und Schleusenverschlüsse wurden bewährte Bauweisen bevorzugt. Neuartig ist die Seitendichtung des umlegbaren Hubtors mittels Aluminiumschleifleisten ohne Gummifeindichtung.

d) Durch Verlängerung und Durchbrechen der Vorköpfe der Mittelmauer von Doppelschleusen lassen sich Strömungen beim Schleusenbetrieb um diesen Vorkopf herum weitgehend abmindern (Modellversuch).

e) Niedrige gekrümmte Leitwände im Fluß beim unterstromigen Ende von Schleusenleitmauern wirken als Geschiebeablenker (Modellversuch).

Literatur

1. F. Jambor: Erhöhung der festen Wehrschwelle bei gleicher hydraulischer Leistung. Mitteilungsblatt Nr. 1 der Bundesanstalt für Wasserbau in Karlsruhe.

2. D. Herr: Spülvermögen bei Verschlammung und Geschiebeablagerung in einem Wehrfeld mit höckerartig erhöhter Wehrschwelle. Mitteilungsblatt Nr. 4 der Bundesanstalt für Wasserbau in Karlsruhe.

3. V. Wiegand: Verhinderungen von Geschiebeablagerungen vor den unteren Schleusenvorhäfen von Staustufen. Mitteilungsblatt Nr. 6 der Bundesanstalt für Wasserbau in Karlsruhe.

Über die Wirkung der Wellenspundwand in Häfen mit Schwell

Von Dr.-Ing. **Claus Magens**, Kiel

624.152.634 : 624.137.4

Die leider nicht abzuleugnenden und vielfach zugeıenen Fehlplanungen im Seebau der letzten Jahrzehnte l, wie neuere Erkenntnisse ergeben haben, zumeist auf zurückzuführen, daß bei der Planung die Konıktion gegenüber der Funktion der baulichen Anlagen zu stark im Vordergrund der Überlegungen und Betrachtungen stand. Es darf nicht nur Aufgabe einer Planung oder eines Entwurfes sein, die einfachste oder wirtschaftlichste Lösung der Konstruktion zu finden, sondern es ist oft wesentlicher, im voraus zu untersuchen und zu erkennen, in welcher Weise das anzulegende Bauwerk seinen

Zweck erfüllt, ohne nachteilige Wirkungen auf die Umgebung oder Begleiterscheinungen hervorzurufen, die nach Vollendung des Baues nur schwer oder gar nicht abzustellen sind.

In Heft 4 des 32. Jahrganges dieser Zeitschrift beschreibt Dr.-Ing. H. Domke die Wellenspundwand, die, aus verhältnismäßig leichten Flachprofilen der Dortmund-Hörder Hüttenunion in Wellenform gerammt, in manchen Fällen statische Vorteile gegenüber ebenen Spundwandkonstruktionen aufweist, die vor allem in der Einsparung von Stahl und einer Verankerung liegen.

Zweifellos gelten diese Vorteile uneingeschränkt bei Ufereinfassungen in ruhigen Gewässern. In Häfen jedoch, in denen mit einem gewissen, gar nicht zu starken Schwell zu rechnen ist, sollte man die Wirkung der Wellenspundwand auf diesen Schwell bei der Planung nicht außer acht lassen. Der Zweck dieses Aufsatzes ist, an zwei Beispielen

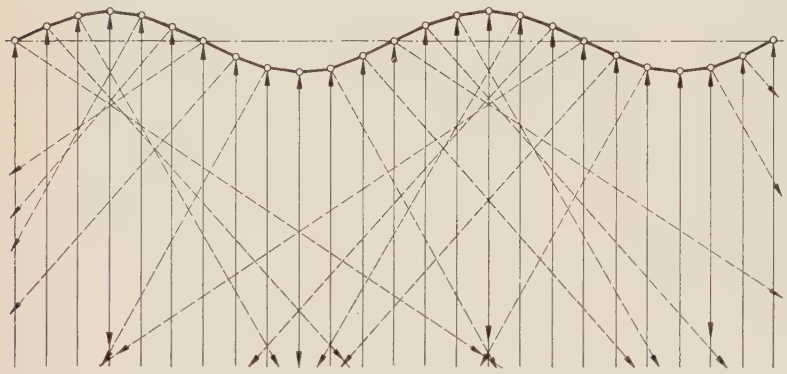


Abb. 1. Orthogonalen einer Welle bei Reflexion an einer sinoidal gekrümmten, lotrechten Spundwand.

zu zeigen, wie sich die an senkrechten Ufereinfassungen auftretenden Reflexionserscheinungen der Wasserwellen (Kabbelung) vor einer Wellenspundwand gestalten können, um das Augenmerk auf die möglicherweise sehr lästigen und nach dem Bau nicht mehr ohne Verzicht auf Planforderungen abstellbaren Folgen zu richten.

Als bekannt mag vorausgesetzt werden, daß an senkrechten oder nahezu senkrechten Ufereinfassungen anlaufende Wasserwellen vollständig reflektiert werden. Jede Welle läuft dabei von der Uferwand mit fast unverminderter Höhe und Geschwindigkeit wieder zurück und überlagert die nachfolgenden anlaufenden Wellen. Dabei addieren sich die Amplituden beider sich kreuzender Wellen, so daß äußerlich sichtbar ein System ruhender, stark überhöhter Wellen vor der Wand entsteht, das je nach der Richtung des Wellenfortschritts in bezug auf die Richtung der Uferwand in zusammenhängenden Kammlinien (Clapotis) oder in Einzelbergen und Tälern (Kreuzsee) besteht. Bei ebenen oder nahezu ebenen Ufereinfassungen kann man in der Regel mit einer Amplitude der stehenden Schwingungen rechnen, die annähernd doppelt so groß ist wie die der anlaufenden Wellen.

Abb. 1 zeigt nun den Verlauf der Orthogonalen — d. s. Linien senkrecht zu den Wellenkämmen, die die Fortschrittsrichtung der Wellen angeben — eines senkrecht zur Achse einer sinoidal angeordneten Wellenspundwand anlaufenden und reflektierten Wellensystems. Es zeigt sich, daß vor den ins Ufer einspringenden Teilen der Wand eine starke Konzentration der zurückgeworfenen Orthogonalen stattfindet. Theoretisch rechnet man damit, daß innerhalb einer Wasserwelle keine Energieübertragung parallel zur Kammlinie erfolgt, die in der Welle enthaltene Energie also längs der Orthogonalen fortschreitet und nur in dem Verhältnis zu- oder abnimmt, wie sich der Abstand der Orthogonalen v ändert. Der regelmäßig gewählte Abstand b der Orthog nalen der anlaufenden Welle wird nun vor der Spundwa infolge der Reflexion so verändert, daß die Abstände v den hervorspringenden Teilen der Wand sich im Rückla stark erweitern, vor den zurückspringenden Teilen jedo zusammenlaufen und sich kreuzen. Die Wellenenergie ä dert sich unter den obengenannten Voraussetzungen na dem Gesetz:

$$E_0\, b_0 = E\, b\,,$$

worin:

E_0 die ursprüngliche Fortschrittsenergie der anlaufend Welle

b_0 der regelmäßig gewählte Abstand zweier benachbart Orthogonalen der anlaufenden Welle

E die Fortschrittsenergie in einem betrachteten Pun nach der Reflexion

b der Abstand zweier benachbarter Orthog nalen der reflektierten Welle im Betrac teten Punkt

bedeuten.

Da die Wellenhöhe der Quadratwurzel de Fortschrittsenergie proportional ist, ergibt sic theoretisch für den Kreuzungspunkt zweier be nachbarter Orthogonalen, in dem $b = 0$ ist,

$$H^2 = H_0^2 \frac{b}{b}$$

oder für $b = 0$

$$H^2 = \infty$$

Praktisch ergibt sich jedoch in diesem Fal daß die Voraussetzung eines Energiefor schritts nur in Richtung der Orthogonale fallen gelassen werden muß. Vielmehr wird ein Energie austausch vom Kreuzungspunkt nach den Seiten auf de Wellenkamm entlang stattfinden, so daß eine unendl hohe Welle nicht entsteht. Doch lehrt die Beobachtun daß sich die Energiekonzentration in hohen Fontän äußert, die beim Zusammentreffen der konvergierend Wellenberge hoch aufspritzen.

Es genügen jedoch verhältnimäßig kleine Wellenhöhe deren Überhöhung auf das Doppelte im Falle einer eben Spundwand noch nicht störend sind, um vor einer Welle spundwand Wellenberghöhen über das zulässige Maß hi aus und Spritzer entstehen zu lassen, die bei entsprechen der Windrichtung die Kaifläche fortwährend unter Sprü regen halten.

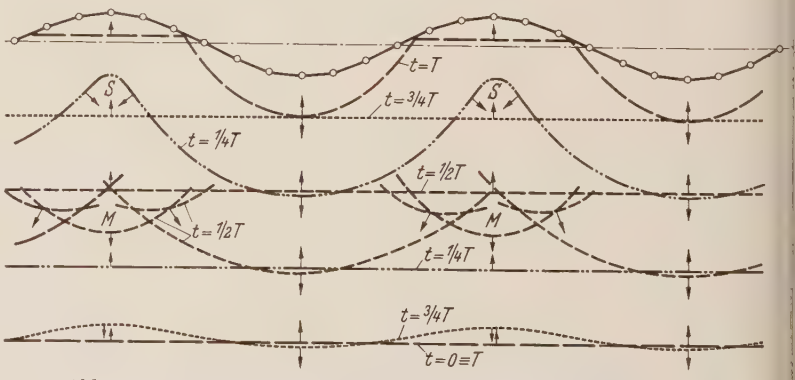
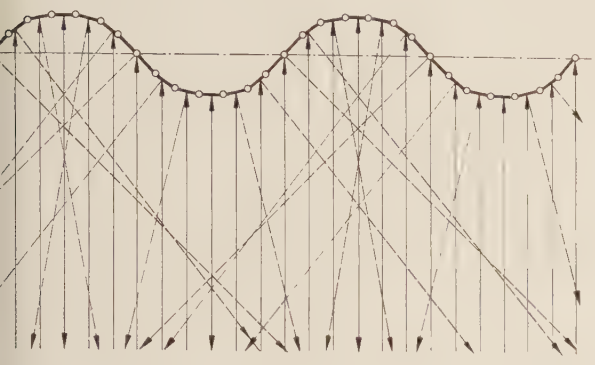


Abb. 2. Annähernde theoretische Lage der Wellenkämme einer anlaufenden (↑) und reflektierten (↓) Welle zu verschiedenen Phasen (t) der Wellenperiode (T).

Außerdem entstehen in den von der Spundwand weite entfernt liegenden Kreuzungspunkten der Orthogonale weitere Überschneidungen von Wellenkämmen, in dene ein Vielfaches der erregenden Wellenhöhe auftritt. Di Abb. 2 zeigt den Verlauf der Wellenkämme in 4 verschie

en Phasen des Wellenfortschritts. Die erste Phase ist ewählt, daß die Welle die Achse der Spundwand mit r Kammlinie eben überschritten hat. Die anderen drei sen sind jeweils um ¼ der Wellenperiode verschoben. nit ist der zeitliche Ablauf des Reflektionsvorganges tlich gemacht. Es zeigt sich, daß die Spritzer in den mit bezeichneten Bereichen in der Phase auftritt, in der die le um ¼ ihrer Länge fortgeschritten ist. In den mit bezeichneten Bereichen tritt kurz vor der dritten



bb. 3. Orthogonalen wie in Abb. 1 bei stärker gekrümmter Wellenspundwand.

se, in der die Welle ihre halbe Länge durchlaufen hat, starke Überhöhung der Wellen auf, die theoretisch a das Vierfache, praktisch annähernd das 2- bis 3fache ursprünglichen Wellenhöhe betragen wird.

Der Abstand der Bereiche „S" und „M" von der Spund- d ist abhängig von der Wellenlänge, wird sich also bei kurzen Wellen verkleinern, bei längeren vergrößern. Das in Abb. 2 gezeigte Bild bleibt im Prinzip jedoch immer erhalten.

Es ist in Abb. 3 der Versuch gemacht, durch eine andere Formgebung der Spundwandteile, die statisch wohl noch günstiger als die Sinuslinie ist, die Wirkung der Wandform auf die Wellenreflektion zu mildern. Die Konzentration der Orthogonalen auf den Punkt „S" ist nicht mehr ganz so stark, die Spritzer werden zwar häufiger, aber schwächer auftreten. Der Bereich „M" ist ebenso auf größere Fläche und die Kreuzung der Wellenkämme dort auf längere Zeit verteilt. Ein seitlicher Energieaustausch wird damit begünstigt, so daß die Überhöhung der Kämme erheblich geringer ist als im ersten Beispiel.

Ausgehend von der Überlegung, daß bei rechtwinklig gebrochener Spundwandform, bei der nur Flächen senkrecht oder parallel zu den Orthogonalen auftreten, eine Konzentration der Orthogonalen vollständig vermieden wird, kann gesagt werden, daß die Wellenspundwand sich um so günstiger einem Hafenschwell gegenüber verhält, je mehr sie mit schwächerer oder stärkerer Krümmung in den Scheiteln von der Sinuslinie abweicht.

Bei schrägem Anlauf des Schwells wird sich das gezeigte Bild schräg verzerren, indessen werden andere Gesichtspunkte dabei kaum auftreten. Um den Aufsatz kurz zu halten, ist von der Darstellung dieses Falles abgesehen worden.

In lohnenden Fällen ist es im übrigen immer ratsam, einen Vorversuch über die günstigste Form der Ufereinfassung im Modell anzustellen.

Zur Rostschutzfrage

Von Dipl.-Ing. **Hans Hebberling**, Unterschondorf am Ammersee

620.197.6 : 667.624.622 : 624.94

Übersicht: Die Walzhaut ist entgegen der bisherigen assung unzuverlässig und daher gleich dem Leinölhauch zu ernen. — Unter den Werkstatt-Grundierungen sind nur diegen aus Bleimennige brauchbar. — Vorzüge der Bleinige-Grundierung und der legierten Stähle im Stahlleicht- — Kathodische Schutzvorrichtungen sind kein Ersatz für enanstriche.

Walzhaut und Leinölhauch sind überflüssig

Die sorgfältige Vorbereitung des Untergrundes t bekanntlich eine der wesentlichsten Voraussetzungen eine nachhaltige Rostschutzwirkung dar; es muß daher vor Beginn der einschlägigen Maßnahmen die Entidung darüber getroffen werden, ob und inwieweit die der Stahloberfläche bereits vorhandenen Schutzschichten ihr verbleiben sollen. Bezüglich der am metallischen l festhaftenden und vom losen Walzzunder befreiten lzhaut" beispielsweise herrschte bisher die Ansicht vor, sie an sich schon einen guten Rostschutz verbürge. Es t sich aber mehr und mehr, daß die aus Eisenoxydul- l bestehende und an sich völlig rostsichere Walzhaut t nicht so fest und zusammenhängend auf der Metall- e haftet, als daß sie eine zuverlässige Unterlage für darauffolgenden Anstriche bilden könnte. Davon abhen kann sie je nach der Stellung der betr. Stahlsorte er elektrischen Spannungsreihe auch zur Entstehung rostfördernden „Lokalströmen" Anlaß geben. Die zhaut wird also am besten noch vor Beginn der eigentn Schutzmaßnahmen entfernt, gleichviel, ob einzelne e noch mehr oder minder gut erhalten sind.

Ähnlich verhält es sich mit der noch in manchen Vorften enthaltenen Bestimmung, wonach die frisch ententen und gereinigten Stahlteile durch Einreiben mit m ölgetränkten Lappen mit einem dünnen Ölhauch ehen werden sollen Sie wurde inzwischen als unzweckmäßig erkannt und daher in den meisten Betrieben fallen gelassen.

Doppelrolle der Werkstatt-Grundierung

Auch die Tatsache, daß die metallrein entrosteten oder neuen Stahlteile von Herstellerseite vielfach mit „vorläufigen" Schutzanstrichen versehen werden, hat bis vor kurzem den Gegenstand lebhafter Meinungsverschiedenheiten gebildet. Heute steht fest, daß diese Anstriche abgestrahlt bzw. abgebrannt werden müssen, sofern sie lediglich aus „Eisenmennige" oder anderen wohlfeilen Farbgemischen bestehen. Darum gilt die Anbringung solcher Behelfsanstriche mit Recht als unwirtschaftlich, es sei denn, daß sie den RoSt-Vorschriften [1] entsprechend mit reiner Bleimennige ausgeführt werden. Wo es der Kostenpunkt erfordert, kann statt der reinen Ware auch deren preisgünstige Beisorte „V 40" verwendet werden, die bekanntlich in 100 Gew.-Tl. Fertigware 40 Gew.-Tl. feinst gemahlenen Schwerspat enthält, innerhalb einer angemessenen Bewitterungsfrist jedoch alle in sie gesetzten Erwartungen erfüllt.

Rostschutz im Stahlleichtbau

Seitdem man die Hauptvorzüge stählerner Leichtbauteile — geringes Gewicht und statisch günstige Querschnittsformen — erkannt hat, werden sie in steigendem Maße zur Herstellung transportabler Wohnhäuser, beim Ausbau von Ruinen sowie neuerdings auch zur Einrüstung von Neubauten herangezogen. Man versteht darunter bekanntlich Bauglieder aus profiliertem Bandstahl oder Stahlblech, die einen Querschnitt von äußerstenfalls 1,5—4,0 mm aufzuweisen haben.

[1] Abgekürzter Ausdruck für: „Technische Vorschriften für den Rostschutz von Stahlbauwerken", herausgegeben von der Deutschen Bundesbahn am 1. 10. 1950.

Für die an Leichtbauteilen zu treffenden Schutzmaßnahmen ist zunächst die Tatsache maßgebend, daß sie angesichts ihrer geringen Dicke weit größere Rostverluste als alle anderen Stahlteile erleiden. Aus diesem Grunde hat sich die Zementierung nach dem Torkret- oder einem ähnlichen Verfahren als der bestgeeignete Rostschutz für sie erwiesen. Nach DIN-Norm 4115 wird ein erstrangiger Korrosionsschutz an ihnen fernerhin durch Feuerverzinkung bzw. galvanische Verbleiung oder aber durch einen zweimaligen Deckanstrich aus wetterfesten Anstrichstoffen auf

Abb. 1. Typischer Stahlleichtbau: Dachstuhl einer Werkshalle.

ebenfalls doppelter Bleimennige-Grundierung gewährleistet. Diese Grundierung bietet angesichts ihrer erwiesenen Haftfestigkeit und Quellungsbeständigkeit eine sichere Gewähr gegen die mit Recht gefürchtete Unterrostung, die gerade an schwachen Baugliedern sehr rasch zu örtlichen Durchbrüchen führen würde. Sie stellt aber gleichzeitig ein tragsicheres Fundament für die darauffolgenden Deckanstriche dar, die den RoSt-Vorschriften zufolge im Regelfalle aus zweckdienlich getöntem Bleiweiß bzw. einer Mischung aus Bleiweiß und Eisenglimmer in Leinölfirnis oder Phthalharz-Bindemittel bestehen sollen.

Legierte Stähle sind vorzuziehen

Im Hinblick auf ihre starke Gefährdung durch R schäden werden Stahlleichtbauten wo irgend möglich Stählen ausgeführt, die bei einem Gehalt von 0,5 % Ni bzw. Kupfer und 0,4 % Chrom bedeutend langsamer ros als gewöhnlicher Stahl. Dabei ist allerdings zu beacht daß diese Bauglieder nach den gleichen Grundsätzen Schutzanstrichen versehen werden müssen wie gewöhnlic Stahl. Die besten Aussichten scheinen diejenigen Stähle bieten, die bei einem wesentlich verringerten Gehalt Nickel, Chrom oder Molybdän minimale Mengen an enthalten, da sie auf Grund neuerer Feststellungen gleic maßen durch Härte und Rostbeständigkeit gekennzeich sind.

Schutzanstriche sind unentbehrlich

Seit einiger Zeit werden bekanntlich für den Rostsch besonders beanspruchter Stahlobjekte Magnesium-Ano oder andere kathodisch wirkende Vorrichtungen empfoh Diese Neuerungen scheinen in mancher Hinsicht gute kunftsaussichten zu bieten, doch läßt sich andererseits Bestimmtheit sagen, daß sie die herkömmlichen Schu anstriche wohl niemals werden ersetzen können. Zunäc ist zu beachten, daß der kathodische Rostschutz nur geschulten Fachkräften erfolgreich durchgeführt wer kann, während beispielsweise eine Bleimennige-Gr dierung auch bei nicht völlig einwandfreier Zusamm setzung und Verarbeitung kaum jemals Fehlergebn zeitigt. Dazu kommt, daß zahlreiche Stahlobjekte sc des besseren Aussehens wegen mit Farbe gestrichen w den müssen.

Am besten scheinen die kathodischen Schutzvorr tungen für erdverlegte Rohrleitungen und andere Obje geeignet zu sein, die ihrer besonderen Beanspruch wegen bisher mit speziellen Abdichtungen auf Kunstst basis usw. versehen werden mußten. Vielleicht wird gelingen, diese meist sehr kostspieligen Überzüge künf hin durch kathodisch geschützte Regel-Anstriche zu setzen, zumal die betreffenden Apparaturen in sol Fällen nach Angabe ihrer Hersteller bedeutend ver facht und verbilligt werden können. Dabei ist allerding bedenken, daß auch die Regelanstriche in letzter Zei heblich verbessert wurden und weiterhin verbessert w den. So ist es beispielsweise gelungen, mit zyklisier Kautschuk und Lösungen ausgewählter Kunstharze Bindemittel Bleiweiß-Deckanstriche auf Bleimennige-Gr dierung herzustellen, die nach den neuesten Vorschrif der Bundesbahn [2] sogar an Stahlwasserbauten verwen werden dürfen.

[2] Amtliche Bezeichnung: TL 918 300.

Warum Messungen an Bauwerken?

Von Dr.-Ing. **Goswin Mittelmann,** Frankfurt a. M.

(Fortsetzung und Schluß aus Heft 5)

DK 69.058.5 : 531.781.2 : 531.787 : 534.647

Rammarbeiten (Erschütterungsmessungen)

Ein weiteres Beispiel für sinnvolle Messungen im Bauwesen stellt die Erfassung von Schwingungen bzw. Erschütterungen dar, z. B. bei Maschinenfundamenten oder beim Rammen von Spundwänden. Werden bereits errichtete Gebäude durch derartige mehr oder weniger starke Erschütterungen beansprucht, so können Risse im Putz auftreten oder, in ungünstigen Fällen, sich die Fundamente stärker setzen als berechnet, was für die Bauwerke unangenehme Folgen haben kann. Um die Auswirkungen solcher Schwingungen beurteilen zu können, ist es zweckmäßig, Messungen durchzuführen, aus denen sich entweder die Werkstoffbeanspruchungen im Bauwerk bestimmen lassen (unmittelbare Verfahren) oder aber Vergleichswerte zu empirisch gefundenen sog. Stärkeskalen ergeben (mittelbare Verfahren). Die Durchführung u Auswertung solcher Messungen ist im allgemeinen ziem umfangreich. Es besteht nun aber die Möglichkeit, Hilfe eines „Vergleichsverfahrens" zum Ziele zu komm wenn z. B. bei der Durchführung von Rammarbeiten einer Stadt an einer Straße mit viel Verkehr die Erschü rungen infolge der Rammschläge mit denen infolge V kehrs verglichen werden [6].

Beim Neubau eines Hotels in Frankfurt (Main) wa erforderlich, die Baugrube zum Zwecke der Gründ eines Tiefkellers und zur Abfangung der angrenzen Straße entlang dieser auf einer Länge von etwa 19 m du eine Stahlspundwand auszusteifen (System Larssen, fil „III neu", Länge 9,0 m). Die Rammung erfolgte mit einer Dampframme (Schnellschlaghammer VR 15 mit ei Bärgewicht von 2,3 t einschließlich Rammgewicht).

110
JAHRE
WACKER
EBRÜDER WACKER KG · MASCHINENFABRIK · MÜNCHEN 13
IEDERLASSUNGEN: DÜSSELDORF · FRANKFURT · HAMBURG · HANNOVER
EXPORT NACH MEHR ALS 80 LÄNDERN IN EUROPA UND ÜBERSE

NOVOC

Betonverflüssiger zur Verbesserung des Betongefüges

NOVOC VZ
Abbindeverzögerer für arbeitsfugenfreie Betonherstellung

WIRTSCHAFTLICHER BAUSTELLENBETRIEB
EINWANDFREIER BETON

NOVOC-, CERESIT- u. CEROC-Zusatzmittel sind chloridfrei

Verlangen Sie Druckschriften und technische Beratung vom **CERESIT**-Hersteller

WUNNER

WUNNERSCHE BITUMEN-WERKE GMBH · UNNA/WESTF.

Die Verfahren der plastischen Berechnung biegesteifer Stahlstabwerke

Von **B. G. Neal,** M. A., Ph. D. (Cantab.), A. M. I. C. E. Professor of Civil Engineering und Chairman of Engineering Department, University College of Swansea, früherer Fellow of Trinity Hall und Lecturer in Engineering, University of Cambridge. Ins Deutsche übertragen von Dipl.-Ing. **Thomas Jaeger,** Berlin.
Mit 85 Abbildungen. XI, 312 Seiten Gr.-8°. 1958. Ganzleinen DM 48,—

Inhaltsübersicht: Grundlegende Hypothesen. — Einfache Fälle des plastischen Bruches. — Plastischer Bruch. — Grundlegende Sätze und einfache Beispiele. — Allgemeine Verfahren für die plastische Tragwerksbemessung. — Ermittlungen der Ausbiegungen. — Faktoren von Einfluß auf das volle plastische Moment. — Minimalgewichtsbemessung. — Variable wiederholte Belastung. — **Anhang:** A. Plastische Traglasttheorie und Fachwerke. B. Beweise der plastischen Traglastsätze. C. Beweis des Einspiel-Satzes. — Lösungen der Übungsaufgaben. — **Namenverzeichnis. — Sachverzeichnis.**

Dieses Buch bietet eine geschlossene, lehrbuchartige Darstellung der Verfahren der plastischen Berechnung biegesteifer Stabwerke aus elastisch-plastischem Material. Es wendet sich an Stahlbau-Statiker, Dozenten und Studenten des konstruktiven Ingenieurbaues. — Nach Darlegung der grundlegenden Hypothesen und Erläuterung des plastischen Versagens einfacher Stabwerke werden die Traglast-Sätze angegeben, auf die sich die folgend erläuterten Verfahren der plastischen Berechnung für einfache proportionale Belastung gründen. Die Ermittlung elastisch-plastischer Ausbiegungen wird behandelt und anschließend die verschiedenen Faktoren, die von Einfluß auf das volle plastische Moment sind. Die Erzielung einer vorgeschriebenen Tragfähigkeit bei minimalem Materialaufwand ist Gegenstand der Minimalgewichtsbemessung; die Prinzipe dieser Weiterentwicklung der einfachen Tragfähigkeitsbemessung werden an Hand eines geometrischen Analogons veranschaulicht und Lösungsverfahren angegeben. Theorie und Verfahren der Traglastberechnung für variable wiederholte Belastung werden dargelegt. — Viele Zahlenbeispiele im Text machen die Darstellung leicht verständlich; Übungsaufgaben mit Lösungen dienen der weiteren Vertiefung des Verständnisses. Umfassende Literaturangaben ermöglichen ein weiteres Eindringen in den behandelten Problemkomplex.

SPRINGER-VERLAG / BERLIN · GÖTTINGEN · HEIDELBERG

Die Bodenuntersuchung hatte ergeben, daß die im nkfurter Gebiet übliche harte Kalksteinschicht hier etwa cm stark ist; bei großer Mächtigkeit können hierdurch Rammarbeiten sehr erschwert und Schwingungen weit ertragen werden. Es wurden daher, neben den sonst ichen Vorkehrungen (Anbringen von Gipsbändern u. ä.), chütterungsmessungen im Keller des in etwa 20 m Entnung auf der anderen Straßenseite befindlichen sechskigen Geschäftsgebäudes durchgeführt.

Bei derartigen Messungen werden im allgemeinen ktrodynamische Erschütterungsaufnehmer in Verbindung elektronischen Meßgeräten verwendet. Hierbei wird vom Aufnehmer gelieferte Wechselspannung über ein . Amplitudeneichgerät einem Oszillographen zugeführt, dessen Bildschirm nach entsprechender Verstärkung Geschwindigkeit, die Beschleunigung und der Weg vie die Frequenz der Schwingung abgelesen werden nen. Außerdem bietet das Eichgerät die Möglichkeit, rgleichsschwingungen bekannter Größe (Amplitude, Frenz) zu erzeugen (Abb. 8). Da Gebäudeerschüttegen in den meisten Fällen nicht periodisch verlaufen,

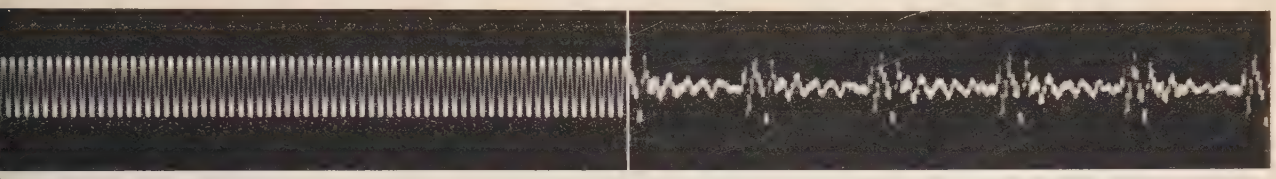


Abb. 8. Erschütterungen infolge Rammens (dx/dt). Links Eichschrieb für $15 \cdot 10^{-3}$ cm/s. — $v = 6{,}08$ cm/s.

auf dem Bildschirm des Oszillographen kein stehendes l erzeugt werden kann, muß der Erschütterungsverlauf Hilfe einer Registrierkamera photographisch aufgenomn werden.

Für die hier angeführten Untersuchungen wurden drei ktrodynamische Erschütterungsaufnehmer auf einer ten Stahlplatte so befestigt, daß man die Bewegungen drei senkrecht aufeinander stehenden Raumrichtungen nehmen konnte (Abb. 9). Es zeigte sich, daß ein Austen der Diagramme in Absolutwerten nicht nötig war; n aus den einzelnen Schwingungsbildern war ersicht, daß die Erschütterungen infolge Verkehrs (Straßen-

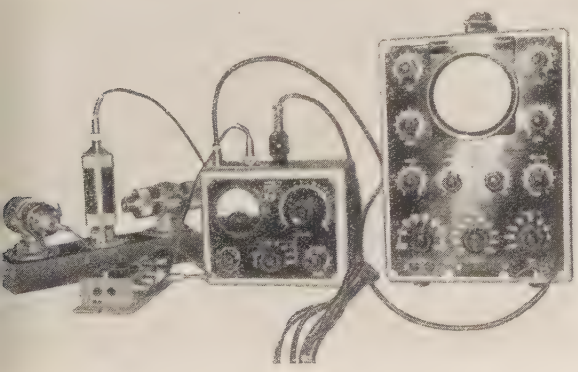


Abb. 9. Geräte zur Messung von Erschütterungen.

n beim Überfahren der Kreuzung) größer als die ch das Rammen bewirkten waren. Damit bestand für Geschäftshaus durch die bereits nach fünf Tagen beeten Rammarbeiten keine Gefahr, besonders da es sich den Verkehrserschütterungen um eine Dauerbeanchung handelt.

Es erscheint demnach bei der Durchführung von Ramigen oder ähnlichen Arbeiten zweckmäßig, sich durch sungen der Gebäudeschwingungen Aufschluß darüber verschaffen, welche Wirkungen auf die Bauwerke hierzu erwarten sein werden, besonders in Anbetracht der Tatsache, daß hierbei erhebliche Erschütterungs- und Setzungsschäden bei den angrenzenden Gebäuden entstehen können. Auf Grund der Ergebnisse kann man entweder vor Beginn der eigentlichen Rammarbeiten die notwendigen Vorsichtsmaßnahmen treffen oder aber nachweisen, falls Schäden auf Grund anderer Ursachen während des Rammens auftreten, daß diese nicht durch die Rammerschütterungen entstanden sein können.

Unterwassersprengungen (Messung von Druckänderungen im Wasser)

Abschließend soll noch über eine Messung berichtet werden, deren Ziel die Erfassung der Druckänderung bei Unterwassersprengungen war. — Es kommt immer wieder vor, daß irgendwelche Sprengungen in der Nähe von Gebäuden oder sonstigen baulichen Einrichtungen unter der Wasseroberfläche durchgeführt werden müssen, sei es zur Beseitigung von Gestein oder zur Räumung von Resten einer Baugrubenumschließung, o. ä. Da das Wasser fast inkompressibel ist, breitet sich die bei der Explosion durch die plötzliche Volumenvergrößerung entstehende Druckwelle stärker aus als z. B. in der Luft, da die dämpfende Wirkung entfällt. Für die das Wasser umschließenden Bauteile tritt demnach eine stoßartige Belastung ein, die, je nach Größe der Druckänderung, sehr wirkungsvoll sein und zu beachtlichen Beanspruchungen führen kann.

Die Fortpflanzungsenergie der Druckwelle kann nun durch einen sog. Luftschleier, der auch bei der Brechung von Oberflächenwellen (z. B. bei hohem Seegang) mit Erfolg eingesetzt wird, wesentlich abgemindert werden. Hierbei wird zwischen Sender (Explosionszentrum) und Empfänger (Wasserumschließung, gefährdete Bauteile usw.) eine Zone gebracht, in der sich sehr viel Luft im Wasser befindet, die Kompressibilität also größer wird. Zu diesem Zweck legt man in entsprechender Tiefe (i. a. auf die Sohle) einige mit vielen feinen Öffnungen versehene Rohre und bläst Preßluft hindurch. Dadurch bildet sich ein „schäumender" Bereich, dessen Wirkung noch erhöht werden kann, wenn durch wasserdichte Zeltplanen die Luftblasen konzentriert nach oben geführt werden. Durch diese Vorkehrung wird die Größe der Druckänderung wesentlich vermindert.

In Kanada wurde mit dieser Methode beim Bau des Kraftwerkes Adam-Beck Nr. 2 ein im Stausee befindlicher Fels von 9000 m³ mit 6 t Sprengstoff durch eine Sprengung gelöst, ohne das nur 80 m entfernte Krafthaus des Werkes Nr. 1 zu beschädigen. Dieser neuartige Weg ersparte rund 1 Mio. Dollar, da es sonst unvermeidlich gewesen wäre, die Generatoren abzustellen, das Staubecken auszupumpen und im Trockenen zu sprengen. Die Voraussetzung hierfür waren ausführliche Messungen an Modellen, und eine Kontrollmessung während der Sprengung ergab, daß der Luftschleier den Druck so gut absorbierte, daß die Druckwelle an der Gebäudemauer nur $^1/_{70}$ so stark war, wie die Berechnung ohne Luftschleier ergeben hatte.

Vor kurzem ergab sich beim Bau des Donaukraftwerkes Jochenstein bei Passau ein ähnliches Problem, nur in wesentlich kleinerem Maßstab. Reste eines zur Umschließung einer bereits gefluteten Baugrube gehörigen, aus einzelnen Betonblöcken hergestellten Stützkörpers sollten durch leichte Sprengungen in den horizontalen Fugen so gelockert werden, daß der zur Verfügung stehende Schwimmkran sie herausheben konnte. Diese Lockerungs-

sprengungen waren nicht ganz ungefährlich, da Rückwirkungen auf die schon fertiggestellten Bauwerke, vor allem aber auf die wegen des Baufortschrittes bereits eingebauten Stützschaufeln der Turbine 4 befürchtet wurden (Abb. 10). Um Sprengungen dieser Art genehmigen zu

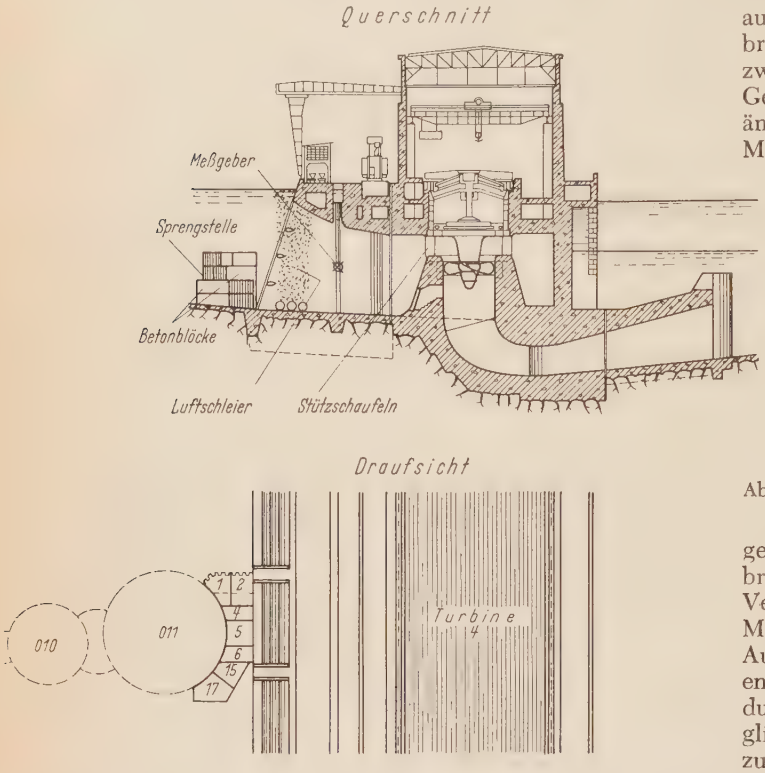


Abb. 10. Lage des Explosionszentrums, des Luftschleiers und des Meßgebers bei Unterwassersprengungen im Bereich des Donaukraftwerkes Jochenstein.

können, mußte bekannt sein, wie groß die Druckänderung bei Unterwasserexplosionen ist. Es wurden daher Versuchssprengungen im Oberwasser weitab vom Kraftwerk durchgeführt und hierbei die Größe der Druckänderung gemessen; insbesondere interessierte der den Druckstoß mindernde Einfluß eines Luftschleiers und der Verdämmung der Sprengladung im Beton.

Da in der deutschen Fachliteratur über derartige Untersuchungen fast nichts veröffentlicht wurde, konnte nicht auf bereits bewährte Meßeinrichtungen zurückgegriffen werden. Die Arbeiten aus dem Ausland standen zum Zeit-

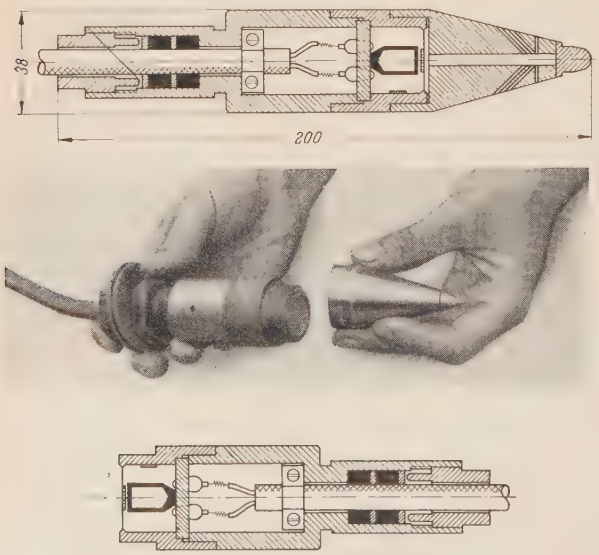


Abb. 11. Der bei den Messungen verwendete Flüssigkeitsdruckgeber mit (oben) und ohne (unten) Stahlspitze.

punkt der ersten Versuche, die Anfang Dezember 19 sehr kurzfristig durchgeführt werden mußten, nicht z Verfügung.

Als Meßgeber wurde ein Flüssigkeitsdruckgeber v Philips verwendet, mit dem Drücke bis 1,5 kg/cm² faßt werden können (Abb. 11). Seine Arbeitsweise beru auf der Messung der spezifischen Dehnung einer Me bran, die dem Druck des Wassers ausgesetzt wird, u zwar direkt, ohne Zwischenschaltung eines Ölbehälters. D Gerät spricht daher auf verhältnismäßig schnelle Dru änderungen an. Die Dehnung der Membran wird mitt Meßstreifen in eine elektrische Widerstandsänderung u

Abb. 12a. Eichung. — Ausschlag entspricht 0,24 atü; Vorschub 1,2 cm/s.

Abb. 12b. Sprengung mit 200 g, 20 m Entfernung mit Preßluftschle Gleiche Empfindlichkeit; Vorschub 10 cm/s.

gewandelt, diese wiederum über eine Trägerfrequenz-Me brücke einem Schreiber zugeführt, der nach entsprechend Verstärkung den Verlauf der Druckänderung registrie Mit Hilfe eines Dehnungsnormals wurden am Schreib Ausschläge erzeugt, die einer bekannten Druckänderu entsprechen, und die Ausschläge infolge Druckänderu durch Unterwassersprengungen mit den bekannten v glichen (Abb. 12). Zur Kontrolle der Meßgenauigkeit u zur Überprüfung der Eichkurve wurde mehrmals in eine Eintauchversuch die vom Schreiber angezeigte Tiefenänd rung mit dem Metermaß nachgemessen und vollständi Übereinstimmung festgestellt.

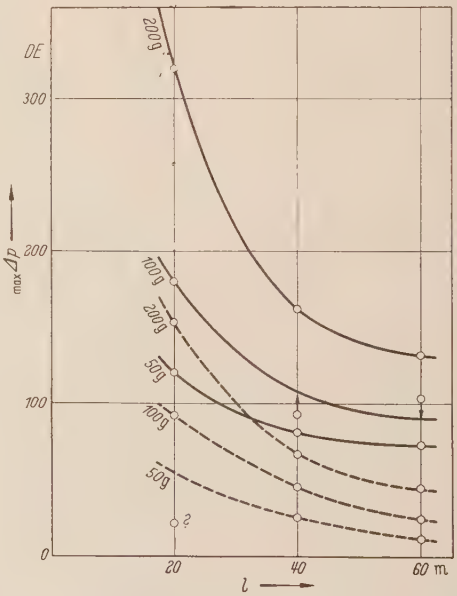


Abb. 13a. Abhängigkeit von der max. Druckänderung. von der Entfernung.

Die bei diesen Versuchssprengungen erzielten Erg nisse sind in zwei Diagrammen zusammengefaßt, wel die Abhängigkeit der Druckänderung von der Größe Sprengladung (bei gleicher Entfernung) und von der E fernung (bei gleicher Sprengladung) darstellen (Abb. 1

Es lassen sich näherungsweise folgende grundsätzli Erkenntnisse ableiten:

1. Zwischen der maximalen Druckänderung und Stärke der Sprengladung besteht eine gesetzmäßige

gigkeit, die in grober Annäherung für den betrachteten eich zwischen 100 und 600 gr linear ist. Diese Abgigkeit besteht sowohl ohne als auch mit Verwendung s Preßluftschleiers.

2. Unter Verwendung eines guten Preßluftschleiers chen Explosionsort und Geber ergibt sich eine Abderung der maximalen Druckänderung auf $^1/_{10}$ bis $^1/_{12}$ Größe, die sich ohne Luftschleier ergeben würde (bei iger gutem Schleier Abminderung $^1/_2$).

3. Die Größe der maximalen Druckänderung ist bei Entungen von 20 bis 60 m umgekehrt proportional zu dem tand zwischen Explosionszentrum und Meßgeber.

4. Die Druckänderung bei verdämmt abgeschossenen ungen beträgt etwa $^1/_3$ bis $^1/_5$ der im freien Wasser zur losion gebrachten, wobei die Art der Verdämmung n wesentlichen Einfluß hat.

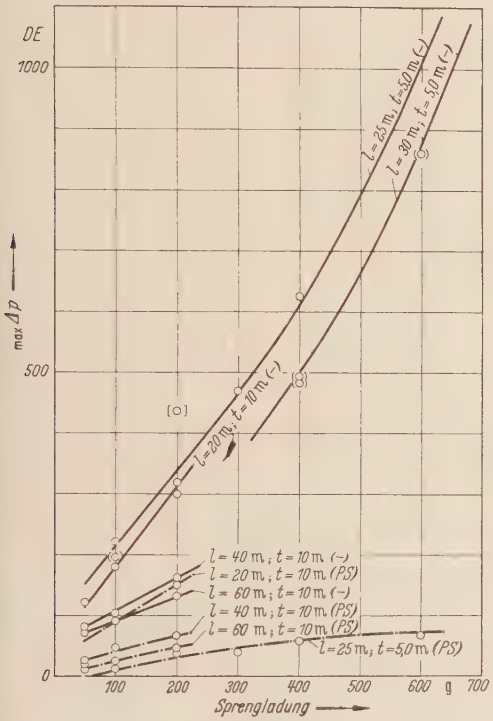


Abb. 13b. Abhängigkeit der max. Druckänderung von der Stärke der Ladung.

Auf Grund dieser Ergebnisse wurden an der fraglichen e zur Beseitigung der Reste der Baugrubenumschließung ngungen mit höchstens 250 g Sprengstoff unter Verdung eines Luftschleiers gestattet, die auch ausreichten, die so gelockerten Betonblöcke mit dem Schwimmkran uszuheben. Während dieser Arbeiten wurden eben- Überwachungsmessungen durchgeführt.

Es kann daher, ohne auf die weiteren Umstände näher ugehen, gesagt werden, daß die Durchführung der Messungen bzw. die durch sie erzielten Ergebnisse die Voraussetzung für eine Genehmigung zur Sprengung und die Überwachung während der eigentlichen Sprengungen darstellten. Dies hatte zur Folge, daß der Baufortschritt nicht weiter verzögert wurde, was deshalb so wichtig war, weil durch den auf diese Weise ermöglichten Ausbau der Turbine 4 frühzeitiger Strom erzeugt werden konnte, als wenn die Betonblöcke auf andere Art, etwa durch Meißelung, hätten beseitigt werden müssen.

Zusammenfassung

Nachdem zunächst die Notwendigkeit von Beanspruchungsmessungen an entstehenden und fertigen Bauwerken als nicht wegzudenkender Teil der Planung, Berechnung, Ausführung und Prüfung aufgezeigt wurde, wird über einige ausgeführte Messungen berichtet. Daraus ist ersichtlich, daß Spannungsmessungen und sonstige meßtechnische Untersuchungen in der geschilderten Art (zumindest an wichtigen Bauwerken) unbedingt erforderlich sind.

Abschließend soll noch ein wichtiger Punkt erwähnt werden: Wer kann die Durchführung solcher Messungen anordnen? Oder anders ausgedrückt, wer übernimmt die hierbei entstehenden Kosten, die im Vergleich zur Gesamtbausumme verschwindend klein sind? An der Klärung dieses Problems sollten besonders die Prüf- und Überwachungsorgane ein großes Interesse haben. Denn sie prüfen die statische Berechnung auf das gewissenhafteste und überwachen die aus der geprüften Berechnung sich ergebende Bauausführung; aber wer garantiert ihnen, daß die im Bauwerk tatsächlich auftretenden Beanspruchungen mit den gerechneten und geprüften übereinstimmen, besonders wenn, wie beim Spannbeton, künstlich ein Eigenspannungszustand erzeugt wird, der teilweise größer ist als der Spannungszustand unter Verkehrslast? — Wer kann voraussagen, daß das Maschinenfundament genau so schwingt, wie berechnet wurde?

Aber Messungen sind nicht nur ein Gebot der Sicherheit, sie ermöglichen auch in gewissen Grenzen ein wirtschaftliches Bauen, können also auch den Unternehmern finanzielle Vorteile bringen.

Zusammenfassend kann gesagt werden, daß u. a. folgende Punkte die Durchführung von Messungen an Bauwerken sinnvoll erscheinen lassen:

1. Erfordernis der praktischen Bauausführung,
2. Gebot der Sicherheit,
3. Ergänzung der theoretischen Untersuchungen,
4. Ermöglichung von wirtschaftlichem Bauen.

Muß man nicht aus dem vorstehend Gesagten den Schluß ziehen, daß eine Unterlassung von Messungen und Prüfungen dieser Art in bestimmten Fällen eine Handlung wider die allgemein anerkannten Regeln der Baukunst darstellt?

Literatur

6. Mittelmann: Vibration measurements on buildings in the vicinity of pile driving operations, Philips serving science and industry 4 (1957), Nr. 1, S. 15.

Kurze Technische Berichte

539.422 : 669.14—423—122.4

Eigenspannungen in Walzträgern

m 15. 12. 1948 zerbrach in Rouen ein 1 m hoher und m langer Walzträger beim Transport (Abb. 1). Der Bruch le nach Aussage durch einen Schlag mit einem Holzhebel die Seite des Trägers ausgelöst. Er nahm seinen Ausgang vorderen Trägerende, wo er scheinbar an einem dort beichen Loch ansetzte und endete, wie aus Abb. 1 ersichtlich, inteiren Trägerende ebenfalls in einem größeren Langloch. der Größe der auch im Bild deutlich erkennbaren Verimung beider T-Stücke nach dem Aufplatzen kann gessen werden, daß der Träger vor dem Aufplatzen in Längsung rd. 1000 kg/cm² Zugspannung in den Flanschen und kg/cm² Druckspannung im Steg aufwies. Die Ursache des Aufplatzens ist in den Umlenkkräften dieser Längsspannungen an den Trägerenden zu erblicken, die in Stegmitte eine sehr große, allerdings zahlenmäßig schwer feststellbare Zugspannung quer zur Trägerachse ergeben.

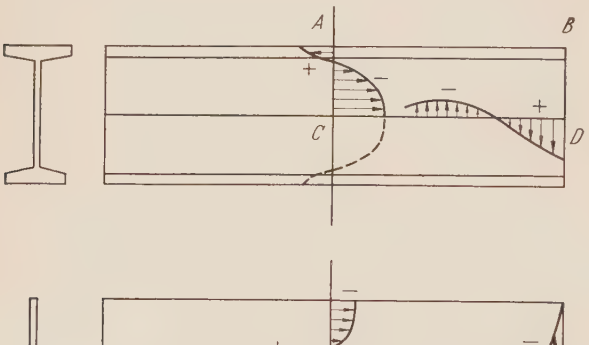
Die Eigenspannungen des Trägers entstehen bei der ungleichmäßigen Abkühlung nach dem Walzen, wo die dickeren Flanschen erst abkühlen, nachdem der dünnere Steg schon weitgehend erkaltet und dadurch in die Lage versetzt ist, der Schrumpfung der Flanschen einen Widerstand entgegenzusetzen. Wir können diese Spannungen nach Abb. 2 mit den Schrumpfspannungen eines längsgeschweißten Bleches vergleichen, nur daß bei diesem das Erkalten zeitlich umgekehrt erfolgt (erst die Außenränder und dann die Längsnaht), so daß im Spannungszustand gegenüber dem des Trägers ein Vor-

zeichenwechsel eintritt. Die Schrumpfspannungen des geschweißten Bleches sind uns von vielen Untersuchungen experimenteller und theoretischer Art geläufig. Wir wissen, daß am Nahtende in einem kleinen Bereich eine große Druckspannung auftritt, die zusammen mit den kleineren dahinterliegenden Zugspannungen ein am Teil A—B—C—D im Schnitt C—D wirkendes Kräftepaar abgibt, das dem am Schnitt A—C wirkenden Kräftepaar das Gleichgewicht hält. Genauso ist es auch beim Walzträger, nur daß alle Spannungen entgegengesetzt wie beim geschweißten Blech verlaufen und sich etwas gleichmäßiger über den Steg verteilen.

Abb. 1. Beim Transport gebrochener I-Träger.

M. Dawance hat die Längsspannungen eines Walzträgers INP 200 von 6,7 m Länge untersucht und in den Flanschen schon bei diesem kleinen Profil Zugspannungen bis 800 kg/cm² sowie im Steg Druckspannungen von 1300 kg/cm² gefunden. Schneidet man einen Walzträger in Stegmitte ohne große Wärmezufuhr auf, so verbiegen sich die beiden T-Stücke an den Enden nach außen, wie aus Abb. 1 ersichtlich. Erfolgt der Schnitt autogen, so werden neue Eigenspannungen ausgelöst, die eine Verbiegung in umgekehrtem Richtungssinn zur Folge haben, die sich der aus der Auslösung der Walzspannung eintretenden Verbiegung überlagert. Erfolgt das Aufschneiden außerdem noch dergestalt, daß in Trägermitte und an beiden Enden zunächst kleine etwa 10 cm lange Reststücke des Schnittes stehenbleiben, so kann nach vollständigem Aufschneiden sogar eine Verkrümmung übrigbleiben, bei welcher der Schnitt in Trägermitte hohl bleibt.

Sprödbrüche wie in Abb. 1, sind nicht unbekannt und sind ein Schreckgespenst für den Stahlbauingenieur, wenn er nicht



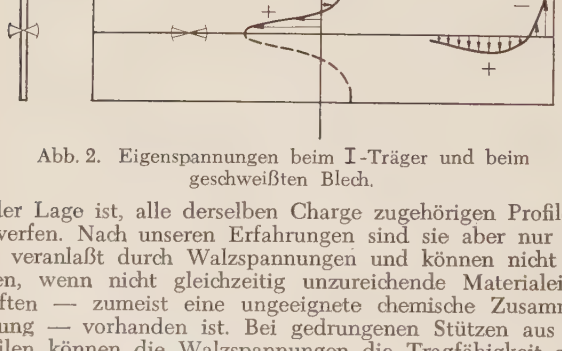


Abb. 2. Eigenspannungen beim I-Träger und beim geschweißten Blech.

in der Lage ist, alle derselben Charge zugehörigen Profile zu verwerfen. Nach unseren Erfahrungen sind sie aber nur zum Teil veranlaßt durch Walzspannungen und können nicht eintreten, wenn nicht gleichzeitig unzureichende Materialeigenschaften — zumeist eine ungeeignete chemische Zusammensetzung — vorhanden ist. Bei gedrungenen Stützen aus IP-Profilen können die Walzspannungen die Tragfähigkeit sogar erhöhen. Trotzdem sollte man mit dem Verfasser der besprochenen Abhandlung dahin einiggehen, daß bei der Anwendung großer Walzprofile bei dynamisch beanspruchten B werken Vorsicht am Platze ist auch hinsichtlich der W spannungen und daß sie durch langsameres Abkühlen, ins sondere des Steges, unter Umständen sogar durch spannun freies Ausglühen herabgesetzt bzw. ausgeschaltet werd sollten. Außerdem sind Kerbstellen im Steg am Trägere nach Möglichkeit zu vermeiden.

[Nach: G. Lefaudeux: Efforts internes dans les poutre laminées. Le Génie Civil 76 (1956) No. 3433, S. 417.]

G. Grüning, Dresden

DK 629.128.71 : 624.137.4 : 624.152.63 : 666.972.58 (73)

Riesen-Trockendock aus Spundbohlen und Prepact-Beton

Auf einem Werftgelände am Delaware Fluß gegenüber Philadelphia mußte innerhalb von 14 Monaten ein Trockend von 335 m Länge, 45 m Breite und 13 m Wassertiefe un MHW gebaut werden, damit die Werft einen Auftrag zum B eines entsprechend großen Schiffes termingerecht ausfüh kann. Die Baukosten durften 10 Mill. Dollar, das sind rd. 8 der gesamten Auftragssumme, nicht überschreiten. Um knappe Bauzeit voll ausnutzen zu können, wurde unverzügl eine Baggerfirma beauftragt, an der ausgesuchten Stelle Flußufers den dort lagernden Unrat fortzuräumen und e flache Mulde herzustellen. Bei diesen Arbeiten wurden et 600 000 m³ Boden bewegt. Gleichzeitig wurden die Untergru verhältnisse untersucht und Aufträge zur Ausarbeitung des P jektes vergeben.

Als erstes wurde ein Zellenfangedamm aus stählernen Spu bohlen zur Umschließung der Baugrube entworfen. Dabei w den für die Längsseiten und die zum Land gelegene Schm seite des Docks Zellen etwa rechteckigen Grundrisses mit 16,5 größter Länge zwischen den gewellten Außenseiten des Fang dammes und 11 m Breite vorgesehen (Abb. 1.), die auch endgültigen Zustand die Wände des Docks bilden. Für d wasserseitigen Abschluß wurden dagegen kreisförmige Zel

Abb. 1. Landseitiges Ende des Docks während des Verfüllens Zellenfangedammes, der auch im endgültigen Zustand die Um sungswand bildet.

mit entsprechenden Zwickeln gewählt, die nach Fertigstellu des Docks wieder entfernt wurden. Als endgültiger Abschl wurde dort eine Stahlbeton-Konstruktion mit einem schwim fähigen stählernen Tor ausgeführt. Eine der Kreiszellen wu zunächst weggelassen, damit das Dock vom Fluß her mit schw menden Geräten, Transportkähnen usw. befahren werd konnte. Für die Wände des Fangedammes wurde ein flac Spundwand-Profil von 38 cm Breite und 9,5 mm Dicke gewä (entspricht etwa dem Union-Flachprofil). Insgesamt wurd 8400 solcher Spundbohlen von je 22 m Länge benötigt. Di wurden bis in 9 m Tiefe unter OK Docksohle gerammt u reichen bis in die Höhe des mittleren Hochwassers. Bei Rammarbeiten traten Schwierigkeiten durch sehr fest gelager Flußsand auf, der es nötig machte, daß fast alle Spundboh eingespült werden mußten. Anschließend wurde ausgesuch sandiges Material durch Spülen in die Zellen eingebracht. Da wurde größter Wert auf möglichst gleichmäßige Füllhöhe legt. Größere Höhenunterschiede als 1,5 m durften zwisch benachbarten Zellen nicht auftreten.

Eine Sohlplatte für das Trockendock aus Beton, deren Eig gewicht dem vollen hydrostatischen Auftrieb das Gleichgewi

en kann, der dem mittleren Hochwasser entspricht, müßte destens 9 m dick sein, wie eine einfache Rechnung ergibt. halb war beim ersten Entwurf daran gedacht worden, das ndwasser während der ganzen Bauzeit des Schiffes (einige e) abzusenken, um diesen Auftrieb zu vermeiden und mit r verhältnismäßig dünnen Betonplatte auf einer aus Sand Kies aufgebauten Filterschicht auszukommen. Eine solche platte hätte überdies im Trockenen betoniert werden kön- Die Bodenuntersuchungen ergaben jedoch, daß bei einer ndwasserabsenkung ein so starker Wasserandrang aufgetreten e, daß die Kosten dafür die Ersparnisse durch die dünnere platte aufgewogen hätten. Außerdem wären bei einer der- umfangreichen Grundwasserabsenkung Setzungen einer ne umliegender Gebäude durch Entwässerung bindiger und nischer Böden aufgetreten. Auch die Beeinträchtigung ger Versorgungsbrunnen benachbarter Industriebetriebe e zu erwarten gewesen. Deshalb wurde eine verhältnismäßig e Betonplatte als Docksohle entworfen, deren Eigengewicht mmen mit angenommenen Reibungskräften an den Seiten- den (Fangedamm) dem hydrostatischen Auftrieb das Gleich- icht hält. Die Verzögerung und Verringerung des hydro- schen Auftriebs bei ansteigendem Wasserspiegel im Fluß lge des Strömungswiderstandes des Grundwassers wurde ei überschläglich berücksichtigt. Es ergab sich eine Platten- e von 7—7,5 m längs der Mittelachse des Docks und von 5,5 m entlang den Seitenwänden. Diese Platte mußte unter sser betoniert werden. Eine Bewehrung wurde nur auf den en 25 m Länge am wasserseitigen Ende vorgesehen, weil das Schwimmtor und die Pumpenanlage montiert wurde. diese Bewehrung ebenfalls unter Wasser eingebaut werden te, wurden an Land Bewehrungskörbe bis zu 30 m Länge rd. 45 cm hohen I-Trägern an der Unterseite und kleineren zprofilen sowie Rundeisen hergestellt. An den vorgesehenen len wurden kurze Stahlpfähle gerammt, auf die die Be- rungskörbe mit Hilfe von Tauchern abgesetzt wurden, um planmäßige Lage zu sichern.

Der endgültige Aushub für die Sohlplatte wurde vom Was- piegel aus mit einem Schneidbagger vorgenommen. Dabei den weitere 120 000 m³ Material gefördert. Während dieser eiten wurden vom Fluß her größere Mengen Schluff durch noch vorhandene Lücke im wasserseitigen Fangedamm ein- ieben. Um das zu unterbinden, wurden dort Spundbohlen mmt und in Höhe OK Docksohle abgeschnitten, da die Ein- t auch weiterhin benötigt wurde. Anschließend mußten 000 m³ Beton unter Wasser eingebaut werden, wobei Ar- sfugen vermieden werden sollten. Wegen des großen Um- s dieser Arbeit erschien die Herstellung der Sohlplatte aus act-Beton am vorteilhaftesten. Dazu wurde zunächst das mte Volumen der Sohlplatte mit einem Steingerüst aus ißgestein ausgefüllt. Dieses Material wurde etwa 35 km aufwärts in Kähne verladen, mit denen es durch den noch nen Fangedamm direkt in das Dock hineingefahren werden nte. Sein Größtkorn hat 15 cm Durchmesser und nur 2 % kleiner als 12 mm. Die Hohlräume dieses Steingerüstes hten etwa 43 % des Gesamtvolumens aus. Zum Ausfüllen er Hohlräume wurde Zementmörtel in einer Mischanlage en dem Dock hergestellt, zu der der erforderliche Sand per ff, Zement und Flugasche per Eisenbahn angeliefert wur- Die Mörtelmischung war für eine Festigkeit von 175 kg/cm² 28 Tagen entworfen worden, jedoch überstiegen die tat- lichen Festigkeiten 280 kg/cm². Alle Mischungsbestandteile, lich drei Teile Zement, zwei Teile Flugasche und acht Teile ereiteter Sand, wurden automatisch abgewogen und den hern zugeführt. Dort wurde außer dem Wasser noch ein lüssiger zugesetzt. Der Zementgehalt war bewußt mög- t niedrig gewählt worden, damit während des Abbindens t zu hohe Temperaturen in der dicken Betonplatte auftreten nten.

Während des ganzen Betoniervorganges waren zwei Mischer ernd in Betrieb, während ein dritter in Reserve gehalten de, um Stockungen bei der Mörtelherstellung vermeiden zu nen. Die ganze Anlage war für eine Leistung von 70 m³ tel je Stunde entworfen. In 24 Stunden konnten somit theo- ch $24 \cdot 70/0{,}43 \sim 4000$ m³ Beton hergestellt werden. Ins- mt wurde sechs Wochen hindurch ununterbrochen betoniert, urden also durchschnittlich rd. 2800 m³ Beton je Tag her- ellt. Die Mischer entleerten den Mörtel in Trommeln, die ernd gedreht wurden, um ein Entmischen zu vermeiden. diesen Trommeln (agitator) förderten Pumpen den Mörtel iner in der Nähe der Einbringungsstelle gelegenen zweiten pstation. Er gelangte dort zunächst wieder in drehbare mmeln, die den Mischvorgang weiter fortsetzten, bis er h Gummischläuche und lotrecht stehende Einpreßrohre von 5 cm Durchmesser in das Steingerüst gedrückt werden konnte. Die Einpreßrohre waren vom Wasserspiegel aus mit Hilfe von Mantelrohren, die anschließend sofort wieder gezogen wurden, in Abständen von drei Metern eingebracht worden, und zwar zunächst im landseitigen Drittel der Docklänge. Als Arbeitsplattform für alle Einpreßarbeiten dienten Flöße aus alten Ölfässern und Brettern (Abb. 2). Das Einpressen des Mörtels wurde so gelenkt, daß sich bereits zu Beginn im Steingerüst auf die ganze Dockbreite eine Mörtelböschung mit der Böschungsneigung des Mörtels unter Wasser von etwa 1 : 5 ausbildete. Auf diese Böschung wurden, jeweils am Fuß beginnend,

Abb. 2. Blick in das Innere des Docks während der Betonierung der Sohlplatte im Prepact-Verfahren unter Wasser. Einpreßrohre und Schläuche für den Zementmörtel auf der schwimmenden Arbeitsplattform.

immer neue Lagen Mörtels aufgebracht, indem die Einpreßrohre in entsprechender Reihenfolge beschickt wurden. Das Ansteigen des Mörtels wurde in einer Anzahl von Probebrunnen laufend verfolgt. Die Einpreßrohre wurden entsprechend angehoben und ganz entfernt, wo das Steingerüst bis zu seiner Oberseite mit Mörtel gefüllt war, um am wasserseitigen Ende der Rohrgruppe wieder in das Steingerüst eingesetzt zu werden. Auf diese Weise wanderten die Einpreßrohre während des Betoniervorganges über das Dock hinweg. Die Flöße wurden entsprechend mit Kränen umgesetzt. Während des Betoniervorganges wurde sorgfältig darauf geachtet, daß der neu eingepreßte Mörtel nur frischen Beton vorfand, so daß keine Arbeitsfugen entstanden. Der große Vorteil des angewendeten Betonierverfahrens liegt darin, daß nur der bequem zu handhabende Mörtel, der überdies nur 43 % des fertigen Betons darstellt, die Mischer, Pumpen, Leitungen und Einpreßrohre passieren mußte, während die groben Zuschlagstoffe bis zu 15 cm Durchmesser vorher in einfachster Weise als Steinschüttung eingebaut werden konnten.

Die Pumpenanlage des Docks wurde so bemessen, daß die gesamte Wasserfüllung in etwa acht Stunden ausgepumpt werden kann. Für die erste Leerung des Docks wurden jedoch acht Tage vorgesehen, damit eine drohende Überlastung der Sohle oder des Fangedammes durch Wasserdruck von unten bzw. innen mit Hilfe der zu diesem Zweck angeordneten Beobachtungsbrunnen rechtzeitig erkannt werden konnte. — Nach dem Auspumpen des Docks wurde die unter Wasser betonierte Sohle mittels Sandstrahlgebläse gereinigt und mit einem Ausgleichsbeton versehen, da wegen der groben Zuschlagstoffe bis zu 15 cm Durchmesser entsprechende Unebenheiten verblieben waren. Das wasserseitige Abschlußbauwerk wurde in üblicher Weise betoniert und das zugehörige Schwimmtor an Ort und Stelle montiert. An den Längsseiten des Docks wurde auf der Innenseite des Fangedamms ein Laufsteg zusammen mit einer 1,5 m hohen Wand an seiner Außenseite betoniert, auf dem auch die Versorgungsleitungen für den Werftbetrieb verlegt wurden. Der Fangedamm wurde entsprechend um 1,5 m mit verdichtetem Boden aufgehöht. Auf dieser Schüttung wurden die Gleise der schweren Werftkräne in Längsrichtung des Docks verlegt.

[Nach „Building a Drydock to Hatch an Arcraft Carrier", Engineering News-Record 157 (1956) S. 32.]

H. Neuber, Berlin.

DK 624.94.016.7 : 725.15

Neuartiges Stahlskelett für ein Gerichtsgebäude

In Los Angeles wurde ein neues Gerichtsgebäude von 74 300 m² Nutzfläche für 20 Millionen Dollar errichtet.

Das Gebäude besteht aus zwei konstruktiv selbständigen Teilen, deren Räume jedoch zusammenhängen. Der westliche Teil liegt höher als der aus 5 Stockwerken bestehende östliche Teil, für den eine spätere Erhöhung um zwei Stockwerke vorgesehen ist. Die benachbarten Säulen beider Teile sind durch eine Fuge von 13 cm voneinander getrennt, um bei Erdbeben den Gebäuden verschiedene Bewegungen zu ermöglichen. Das Hauptgebäude ist 216 m lang und 38,2 m breit. 4 Flügel von 38,2 × 13 m sind angeschlossen. Das Skelett enthält 6000 t Stahl.

Im Hauptgebäude sind Säulenabstände von 9,75 m in der Längsrichtung und 38,1 m in der Querrichtung überall durchgeführt, was die Bauweise erheblich vereinfachte. Größere Räume für Konferenzen, Vorträge und Feierlichkeiten, die in diese Anordnung nicht hineinpaßten, wurden in den Anbauten untergebracht.

Einzelheiten des Stahlskeletts sind in Abb. 1 dargestellt. In Querrichtung sind die Riegel mit den Säulen durch Schweißung verbunden, wobei durch an den Säulensteg angeschweißte Laschen eine Rahmenwirkung und geringere Höhe der Riegel erzielt wird. Der Abschluß wird im Untergurt durch eine senkrechte Aussteifung unterstützt und wurde in der Werkstatt an die Säule angeschweißt. Die Anschlußnähte wurden auf der Baustelle geschweißt und sind so angeordnet, daß sie von oben geschweißt werden können. Die in Längsrichtung angeordneten Riegel wurden bei der Aufstellung auf Auflagerwinkel gesetzt und haben einen einfachen genieteten Anschluß ohne Rahmenwirkung. Auf den Querriegeln liegen Zwischenträger aus Stahlbeton, die zusammen mit der 10 cm starken Decke betoniert werden und nicht feuersicher ummantelt zu werden brauchen, was bei stählernen Zwischenträgern nötig gewesen wäre. Die obere Bewehrung der Zwischenträger geht über die Flanschen der stählernen Querriegel hinweg, die unteren Bewehrungseisen sind durch Löcher in den Stahlträgern hindurchgesteckt (Abb. 1). Auf diese Weise wirkt jede Decke als eine steife Tafel, die mit dem Stahlskelett fest verbunden ist. Die Widerstandsfähigkeit der Gebäude gegen Erdbeben und Wind wird durch bewehrte Betonwände in den äußeren Längsseiten und durch bewehrte Betonquerwände in jedem zweiten Feld erreicht, an welche die Decken ihre waagrechten Auflagerkräfte abgeben. Alle Balken sind einschließlich der feuersicheren Ummantelung 60,9 cm hoch. Einen Blick auf das Stahlskelett und die Schalung der Decke zeigt Abb. 2. Die Stahlbetondecken enthalten keine Leitungen. Diese sind in einer besonderen, 10 cm hohen Schicht aus Leichtbeton untergebracht, die auf der Stahlbetondecke liegt.

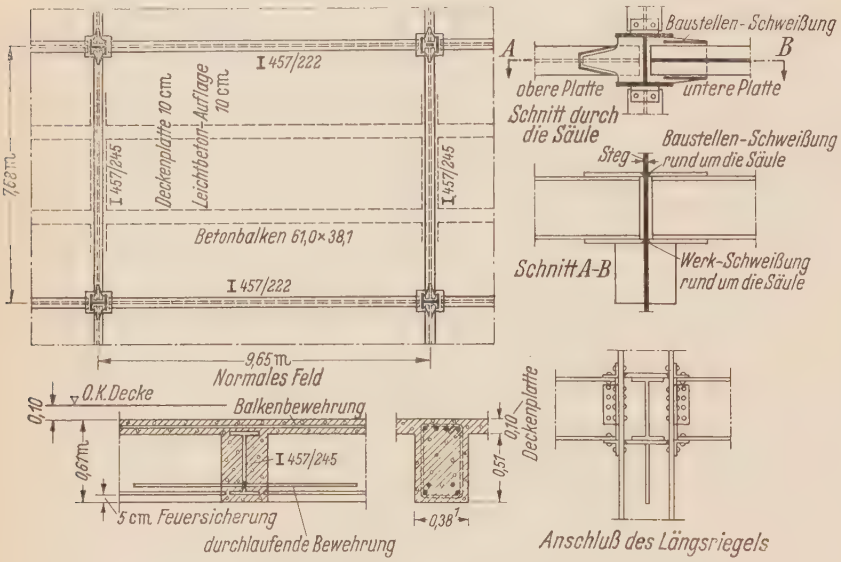


Abb. 1. Einzelheiten des Stahlskeletts.

Abb. 2. Schalung der Decke und Stahlskelett.

Durch die gleichbleibenden Abstände der Säulen wird die Aufteilung der Räume normalisiert. Jeder Verhandlungsraum ist auf 2 × 7,68 m Breite und 9,75 m Länge untergebracht. Um Ablenkungen zu vermindern, hat er keine Fenster, aber Lüftung und Schallsicherungen, so daß Gespräche im Richter- und Anwaltszimmer nicht gehört werden können.

Die Gebäude sind bis zum erste Stock mit Granit, darüber mit Keramikplatten verkleidet. Die Granitplatten wurden auf Bleilagern in ein Mörtelbett verlegt und hintergossen. Die Fugen wurden mit Mörtel gefüllt und nach dem Verstreichen mit einer plastisch wetterbeständigen Flüssigkeit gestrichen. — [Nach Novel Framing for a Courthouse, Eng. News-Rec. 158 (1957) No. 15 vom 11. April 1957, S. 52.]

W. Ihlenburg, Frankfurt a. M.

DK 693.69 : 691.714 : 669.14.018.821

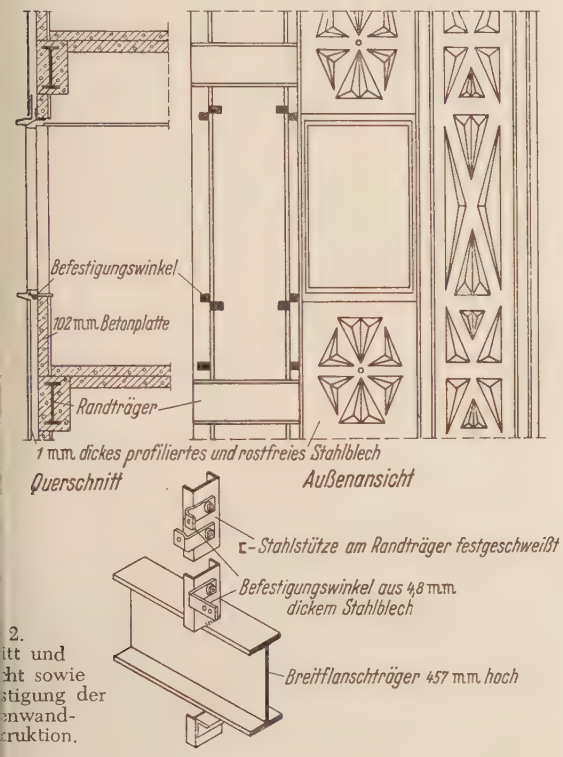
Nichtrostender Stahl als Baustoff

Die Erbauer des 45stöckigen Socony Mobil Building, des größten Gebäudekomplexes, der in den letzten 25 Jahren in New York errichtet wurde, haben Wandelelemente aus nichtrostendem Stahl verwendet, der völlig korrosionsfest ist, a

Abb. 1. Bürohochhaus in Düsseldorf mit Außenwandelementen aus nichtrostendem Stahl.

es Schutzüberzugs bedarf. Es handelt sich hierbei um einen trostenden Stahl mit 18 % Cr und 8 % Ni, der auch in tschland unter der Werkstoff-Nr. 4300 allgemein bekannt in Form von Blechen und Breitbändern lieferbar ist. Ein s weites Absatzfeld wird sich diesem nichtrostenden Stahl ließen, wenn dieser Monumentalbau Schule macht und Wegweiser neuer Bauformen wird. Die maßgebenden itekten stellten fest, daß der rostfreie Stahl beim Socony ding als der beste und auf die Dauer gesehen auch der schaftlichste Baustoff für die Außenwände zu gelten habe den Architekten ein ganz neues Feld eröffne, ihre Ideen gestalten.

Die Verwendung von nichtrostendem Stahl in der Architek- ist an sich nichts Neues. Es wurde davon schon seit Jahren Amerika und auch in Deutschland Gebrauch gemacht. So t Abb. 1 ein Bürohochhaus in Düsseldorf mit Außenwand- enten aus nichtrostendem Stahl. In Amerika hat das Ende gen Jahres fertiggestellte 5stöckige Verwaltungsgebäude der ted States Steel Corp. in Munhall, Pa., eine Außenhaut aus freiem Stahl, während die Tafeln der Hinterseite aus blaß- emaillierten Blechen aus unlegiertem Stahl hergestellt sind. einer Weise ist dieser Bau sogar noch konsequenter durch- hrt. Seine Außenwand wird nur von vorgefertigten Wand-



2.
itt und
ht sowie
stigung der
enwand-
ruktion.

enten gebildet, während die Wände des Socony Buildings 10 cm stark mit Schlackensteinen hintermauert sind, weil die New Yorker Baupolizei vorschrieb. Abb. 2 zeigt die dkonstruktion dieses Gebäudes in Schnitt und Ansicht, eine isometrische Darstellung, aus der die Befestigung Wandtafeln hervorgeht. Wie für 50 % aller größeren Neu- en in USA bildete man hier die Wandbekleidung aus in walls oder vorgefertigten Wandtafeln, deren Vorteile nnt sind. Die Tafeln von Geschoßhöhe aus nichtrostendem l weisen für die ersten drei Stockwerke ein Blechstärke von m, vom dritten Stockwerk an nur noch eine solche von mm auf. Man benutzte zwei verschiedene Ausführungen: ln mit und ohne Fenster. Insgesamt bekleiden über Tafeln mit einem Gewicht von 340 t eine Fläche von 0 m². Den Blechtafeln ist, wie die Abbildung zeigt, ein flächiges Muster aufgeprägt. Durch diese Profilierung wird Wellen oder Ausbeulen der Bleche verhindert, und das archi- onische Aussehen der großen Flächen gewinnt durch die auf- nden Lichtreflexe. Den Aufbau der Außenwände zeigt auch sometriste Darstellung auf Abb. 3. Hinter der Blechtafel, die Außenhaut bildet, sorgt ein 3,8 cm tiefer Luftraum für die ftung und Entfeuchtung, dann folgt eine 10 cm dicke Schicht Schlackensteinen. Dahinter gibt eine 2,5 cm starke Isolier- ht der Wand die nötige Wärmedämmung.

uch die Fensterrahmen sind aus nichtrostendem Stahl. Sie 1,20 m breit, 1,80 m hoch und lassen sich zum Reinigen um senkrechte Achse schwenken. Profile und Rohre aus Kunst-

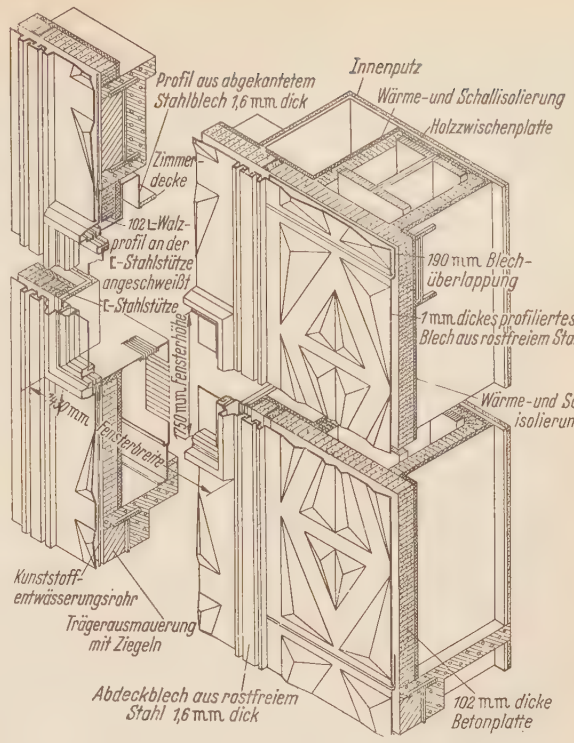


Abb. 3. Isometrie der Wandkonstruktion.

stoff dienen zur Abdichtung und Ableitung von Nässe. Da die Außenfront von Zeit zu Zeit einer Reinigung bedarf, ist auf dem Dach des Gebäudes ein Fahrstuhl montiert, mit dessen Hilfe alle Fronten des Gebäudes von oben bis unten erreichbar sind. Zum Entfernen von sehr fest anhaftenden Ansätzen dient Stahlwolle aus nichtrostendem Stahl, während üblicherweise die Reinigung mit leichter Seifenlösung oder dergleichen erfolgt. Im Anschluß daran muß mit Wasser gut nachgespült werden.

Bemerkenswert ist die kurze Bauzeit des Gebäudes, die nicht zuletzt den vorgefertigten Wandelementen zu danken ist. Im März 1954 wurde mit der Ausschachtung des über 8000 qm großen Baugeländes begonnen. Ca. 92 000 cbm Boden wurden abgefahren. Die Fundamente waren im November des gleichen Jahres fertig. Den Aufbau des Stahlskeletts zeigt Abb. 4. Die

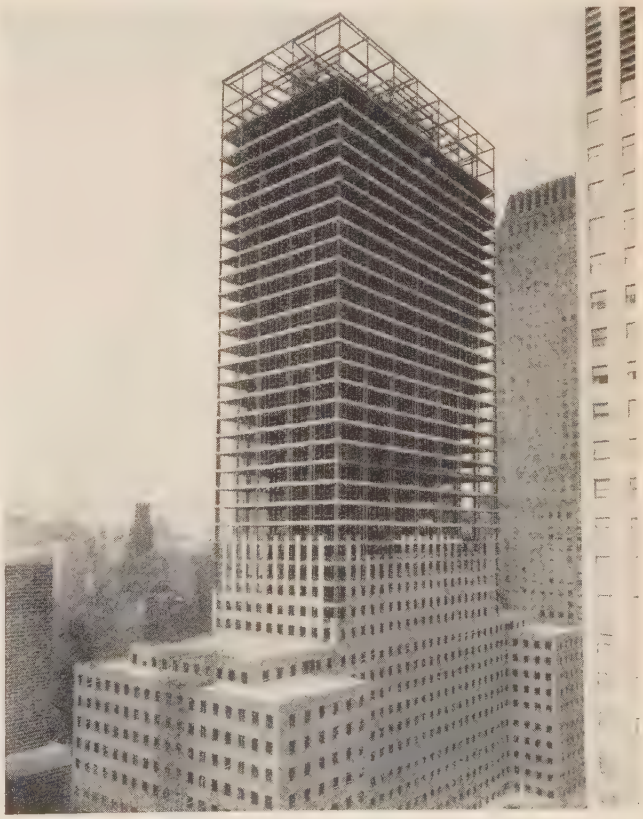


Abb. 4. Stahlkonstruktion aus der Vogelperspektive.

Stahlkonstruktion wiegt 21 000 t. Bei Verwendung herkömmlicher Wände wäre das Gewicht der Tragkonstruktion und der Fundamente weit höher ausgefallen. Auch die ca. 150 000 m² Geschoßdecken wurden unter dem Gesichtswinkel größtmöglicher Gewichtsersparnis ausgebildet, und zwar als Stahlleichtträgerdecken mit Leichtbetonsteinen. Dadurch verringert sich das Gewicht der Decken um ca. 33 %.

Die Montage der Stahlkonstruktion war im Juni 1955 vollendet, die letzte Tafel für die Außenwände wurde im Dezember 1955 eingehängt. Im September 1956 war der Bau bereits bezogen. Das Haus ist für insgesamt 8000 Angestellte ausgelegt, 2500 davon gehören der Socony Mobil Oil Company an.

Beim Bau waren während des Spitzenbetriebes vier Monate lang 1800 Arbeiter beschäftigt, zuvor und danach 1100 bis 1500 Mann für 2 oder 3 Monate. Entwurf und Bauleitung oblagen den assozierten Architekten Harrison und Abramovitz-John B. Peterkin, die mit diesem 170 m hohen Wolkenkratzer das bisher größte Gebäude schufen, das mit rostfreiem Stahl ummantelt ist.

Dr. K. Vordermayer, Düsseldorf.

DK 693.82 : 693.814.25

Geschweißte Aluminiumkonstruktionen

Seit der Verwendung von Aluminium als tragendes Element im Bauwesen im Jahre 1934 bei der Fahrbahn der Smithfield-Brücke in Pittsburg [s. Bauingenieur 15 (1934) S. 476] wurde dieses Leichtmetall bei einer größeren Anzahl von Bauten verwendet. Man entschloß sich in der Anfangszeit zu diesem teureren Material, weil das geringere Gewicht sich entweder bei der Handhabung oder in bezug auf die Beanspruchung durch Eigengewicht günstig auswirkte. In manchen Fällen wollte man auch nur mit diesem Baustoff Erfahrungen sam-

Abb. 1. Geschweißter Brückenteil aus Aluminium.

meln. In dieser Zeitschrift wurde über die Entwicklung mehrfach berichtet [s. Bauingenieur 25 (1950) S. 392 — 27 (1952) S. 101 und 219 — 28 (1953) S. 143].

Die Einzelteile der beschriebenen Bauwerke wurden in der ersten Zeit durch normale, stählerne Niete, später durch Aluminium-Niete zusammengehalten. In manchen Fällen wurden auch stählerne Schrauben, die zur Vermeidung von das Material elektrolytisch angreifenden Lokalelementen mit Kadmium überzogen waren, verwendet. Die Schweißung wurde zunächst nur für gering beanspruchte Nähte vorgesehen.

Inzwischen ist die Entwicklung hier weitergegangen, und es ist eine größere Anzahl von Konstruktionen bekannt geworden, bei denen auch hoch beanspruchte Nähte geschweißt wurden. Mit Rücksicht auf die beim Schweißen mit einer normalen Elektrode eintretende Korrosion kann jedoch nur mit Schutzgas geschweißt werden; d. h. der Lichtbogen entsteht nicht in der freien Atmosphäre, sondern in einem schützenden Gasmantel — meist Argon. Dieses Schweißverfahren gestattet auch das Schweißen in Überkopflage.

Die Bearbeitungsmöglichkeiten für Aluminium, die bisher auf Schneiden, Sägen, Bohren usw. beschränkt waren, sind durch das seit etwas über einem Jahr eingeführte Brennschneiden ergänzt worden. Hierbei wird eine Tungsten-Elektrode mit hoher Spannung längs der vorgesehenen Schnittlinie entlang geführt. Der Lichtbogen zwischen Elektrode und Aluminium schmilzt das Material und schleudert es gleichzeitig fort. Da auch dieser Lichtbogen unter Schutzgas (hier einer Mischung von Argon und Wasserstoff) arbeitet, kann die Schnittkante kaum oxydieren. Bemerkenswert ist die hohe Schnittgeschwindigkeit, die bei Schnitten rechtwinklig zur Blechoberfläche für etwa 6 mm Blechdicke mit 7,5 m/min und für 25 mm Blechdicke mit 1,25 m/min angegeben wird. Diese n Bearbeitungsmöglichkeit vereinfacht die Vorbereitung Schweißkanten und wird sicherlich dazu beitragen, daß n mehr Aluminium als bisher geschweißt werden wird. Die Aluminium als zweckmäßig gefundenen Nahtformen e sprechen den im Stahlbau üblichen.

Unter der Vielzahl von geschweißten Aluminiumkonstr tionen seien nur einige für das Bauwesen interessante Beispi herausgegriffen. Die in Abb. 1 dargestellten Teile sind für e zerlegbare Brücke. Abb. 2 zeigt eine Versammlungshalle 12 000 Personen in Longview/Texas. Dieses unter dem Nam Tourneau-Semisphere bekannt gewordene Gebäude hat ein Durchmesser von etwa 90 m und etwa 25 m Stich. Die na einer Kugelfläche gekrümmte Dachfläche hat einen Radius v

Abb. 2. Tourneau Semisphere — Aluminium-Kuppel mit 90 m Durchmesser.

etwa 53 m. Das Dach besteht aus Elementen von 2,1 × 3,7 Grundfläche, das Dachblech ist 3,2 mm dick.

Abb. 3 gibt einen Hochspannungsmast aus Aluminiu Rohren wieder. Ähnliche, sehr leichte Teile wurden beim B einer Hochspannungsleitung im kanadischen Felsengebirge b reits mit Hubschraubern an die Verwendungsstelle gebrac Außerdem sind als weitere Ausführungsbeispiele Ponto Druckbehälter und Rohrleitungen mit durch hohen Druck b anspruchten Anschlüssen und Armaturen zu erwähnen.

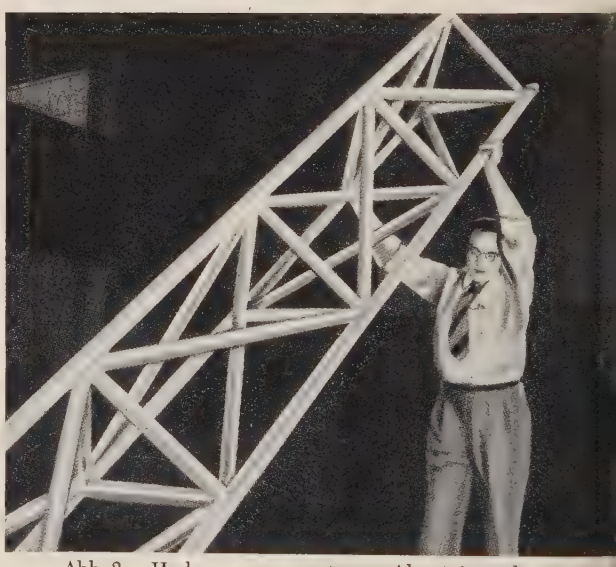


Abb. 3. Hochspannungsmast aus Aluminiumrohren.

Nachdem zunächst nur das geringe Gewicht zur Wahl im Verhältnis zu Stahl immer noch sehr teuren Leichtmeta führte, sind jetzt als weitere Gründe für seine Anwendung Korrosionsbeständigkeit, die im Vergleich zu Stahl bei nied geren Temperaturen höhere Kerbschlagzähigkeit und die T sache, daß es keine Funken schlägt, hinzugekommen. Di letztere Eigenschaft und die Korrosionsbeständigkeit hal ihm besonders in der Erdölindustrie weiter Eingang versch

[Nach L. Adams: Welding of large aluminum structu Civil Engineering 26 (1956) Nr. 10, S. 660 — diese Quelle e hält auch weitere Literaturhinweise.] K. H. Seegers, Hambu

7.43 (593)

Der Bau der Wehranlage von Chainat in Thailand

diesem Frühjahr wurde am Chao Phya-Fluß (früher ı) bei Chainat das erste größere Ingenieurbauwerk in nd eingeweiht. Der Chao Phya entwässert die fruchtbare Ebene und mündet bei Bangkok in den Golf von Siam. luß bildet mit seinen vielen Nebenarmen und Kanälen zige Verkehrsstraße in diesem unentwickelten Gebiet. So ie Reisernte mit dem Boot nach Bangkok gebracht; ferner ı Flöße von Teakholz und Bambus aus den nördlichen rn flußab den manchmal fast vier Jahre dauernden Weg ı befördert.

Stauanlage, die etwa 250 km nördlich von Bangkok er- vurde, dient der Bewässerung, der Schiffahrt und dem asserschutz. Dabei fällt der Bewässerung der Haupt- zu. Der Fluß wird bei Chainat um etwa 9 m durch Vehranlage, die die Höchsten Hochwässer von 6500 m³/s en kann, angestaut. Das Staubauwerk besteht aus 16 mit ntwehren von 7,5 m Höhe und 12,5 m Breite verschließ-

Ansicht der vollständig fertiggestellten Wehranlage Chainat perwasser her. Rechts die Schleuse mit den Bedienungsstegen.

Öffnungen (Abb. 1). Diese sind durch 2,5 m dicke Pfeiler ıßt. Der Höchste Oberwasserspiegel liegt auf +16 m NN, drigste Unterwasserspiegel dagegen auf +7,5 m NN. Seit- s Stauwehres ist eine Schiffahrtsschleuse mit 8,5 m größtem 165 m Länge zwischen den Toren und 14 m Breite er- worden. Die große Wehranlage staut den Fluß genü- ıuf, um das ganze Jahr über ein umfangreiches Kanal- zur Bewässerung von 1,4 Mio. ha Land speisen zu . Der größte Kanal hat über 200 m³/s Leistung. Die ırt ist das ganze Jahr über möglich, entweder auf dem Phya selber oder auf durch Seitenkanäle mit ihm ver- ıen Nebenarmen. Die Bauzeit der reinen Stauanlage 4½ Jahre.

Stauanlage wurde von englischen Ingenieuren entworfen ın amerikanischen erbaut. Sie soll einschließlich des da- rbundenen Bewässerungssystems bis zum Jahre 1959 estellt sein. Die Gesamtkosten werden auf rund 20 Mio. eschätzt, wovon unter anderem für die Bezahlung von n und Baustoffen aus dem Ausland von der Internatio- Bank 18 Mio. Doll. leihweise zur Verfügung gestellt ı. Abb. 2 gibt einen Überblick über die gesamte Stau-

Überblick über die Wehranlage Chainat im Jahre 1956. Die rbeiten sind bereits fertiggestellt. Die Wasserhaltung ist noch Betrieb und der Fluß fließt noch in seinem alten Bett.

Man erkennt, daß sie im großen und ganzen estellt ist. Es bleibt noch die Beseitigung der Fange- und der Abschluß des alten Flußlaufes durch einen , dessen landseitige Anschlüsse bereits auf dem Bild zu sind. Am Fluß werden noch Hochwasserschutzdämme ge- leren Kronen günstige Gelegenheiten für die Anlage von ı und Wegen bieten.

Etwa 3 hm³ Sand, Schluff und Ton waren bei einer Tiefe bis zu 10 bis 15 m aus der Baugrube auszuheben. Der Aushub wurde von großen Eimerkettenbaggern auf Raupen, Eimerseil- und Löffelbaggern getätigt. Ein Teil der gebaggerten Massen wurde zur Auffüllung des Erddammes durch den alten Flußlauf verwendet, während der andere in die erwähnten Hochwasserschutzdämme eingebaut wurde. Das ursprüngliche Gelände lag unter dem Hochwasserspiegel des Flusses und die ganze Baugrube mußte deshalb von einem 2,50 m hohen und 4 km langen Damm umgeben werden (Abb. 3). Eine Grundwasserabsenkungsanlage mit ungefähr 1500 Brunnen in vier Staffeln, die 3,65 m bis 8,25 m tief und in 76 cm Abstand angeordnet waren, war vier Jahre hindurch dauernd in Betrieb. Die Pumpwassermenge stieg zu Zeiten höherer Wasserstände auf etwa 1000 sl an. Die Pumpen gaben ihr Wasser in zwei innerhalb der Baugrube gelegene Pumpensümpfe ab, von wo es über die Fangedämme hinweg in den Fluß gefördert wurde.

Das Stauwehr besitzt über den einzelnen Segmentverschlüssen auf einer Bedienungsbrücke aus Stahlbeton elektrische Winden. Der Wehrkörper wurde zwischen vier Reihen 4 bis 10 m langer Spundwände gegründet. Der Stahlbeton der Wehrsohle besitzt eine Dicke zwischen 1,5 m und 4,75 m und ist 27 m breit. Oberwasserseitig besteht die Stauanlage aus einer 40 m breiten und 30 cm dicken Stahlbetonschürze und unterwasserseitig aus einer solchen von ebenfalls 40 m Breite und 1 bis 2,60 m Dicke. Weiter zur Unterwasserseite hin befindet sich zusätzlich eine 30 m breite Schürze, die aus Betonblöcken von 1 m Dicke auf einem Kiessandfilter besteht. Diese Betonblöcke wurden mit Beton in den Fugen vergossen und mit einer großen Anzahl Entlastungsbrunnen zwischen den Blöcken ver-

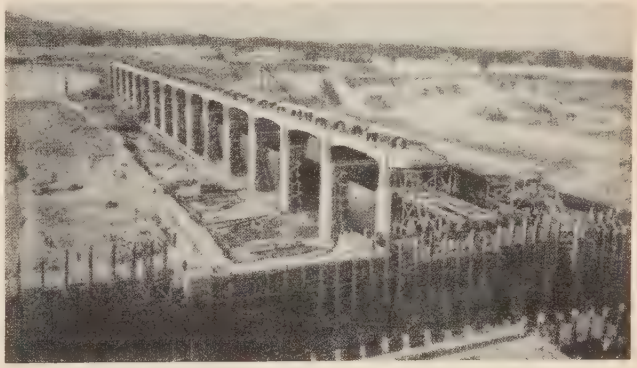


Abb. 3. Wehranlage Chainat. Überblick über die im Bau befindliche Stauanlage mit der Schleuse im Vordergrund. Die riesige Ausdehnung der durch die Grundwasserabsenkungsanlage entwässerten Baugrube ist ersichtlich.

sehen. Darauf folgte zur Verhinderung von Kolkbildungen ein großes Steinpflaster, 1 m dick und 20 m breit. An den Böschungen wurden Stahlbetonplatten in der Neigung 1:1,5 auf Filter aus Ortbeton hergestellt. Zur Druckentlastung sind in der Uferböschung in 4 m Abstand Klappenventile angeordnet worden.

Die 3 m dicke Schleusensohle ist stark bewehrt. Die Wände sind beinahe 15 m hoch und an der Sohle 6 m dick. Die 14,2 m bzw. 7,5 m hohen stählernen Stemmtore können elektrisch und von Hand bedient werden. Die Füllzeit der Schleuse beträgt etwa 10 min. Das Füllen und Entleeren wird durch Segmentverschlüsse bewirkt. Das Wasser fließt durch seitliche Längsstollen und von diesen ausgehende Seitenstollen in die Kammer. Die Stemmtore und Verschlüsse wurden in Einzelteilen mit Gewichten kleiner als 10 t mit Schiff zur Baustelle gefördert und dort zusammengenietet. Ein 150 m langer Stahlbetonsteg dient im Oberwasser dazu, Schiffe und Flöße sicher in die Schleuse zu leiten und sie davon abzuhalten, in die Wehrschützen zu geraten. Die Pfähle dieser Brücke sind 14 m lang mit 35 cm Kantenlänge.

Die Herstellung von 150 000 m³ Stahlbeton wurde durch ein Baustellenlaboratorium sorgfältig überwacht. Der Beton wurde durch pneumatische Tauchrüttler verdichtet. Es wurde ein Portlandzement mit geringer Wärmeentwicklung verwendet, der auch für die dicksten Fundamente den Einbau von Kühlrohren unnötig machte. Die Wirkung des Schwindens ist dadurch herabgesetzt worden, daß zuerst jeder zweite Block betoniert wurde. Fünf Tage wurde bis zum Betonieren der Zwischenblöcke ab-

gewartet. Der Beton wurde in Kübeln von $^3/_4$ m³ Inhalt mit Bodenentleerung eingebracht. Jede eingebrachte Betonschicht war ungefähr 1 m, manchmal allerdings sogar 1,5 bis 2 m hoch. Die Schalung bestand meistens aus Teakholzbrettern von 38 mm Dicke. Das Kantholz der Schalung mußte drei solche nacheinander eingebrachte 1 m-Schichten tragen können bis sie in eine neue Lage gebracht wurden. Die Schalbretter aus Teakholz wurden über 40mal verwendet. Nach etwa zehnmaliger Verwendung wurden sie gereinigt und gehobelt. Der gesamte gekerbte Rundstahl von etwa 7000 t wurde durch Sandstrahlgebläse vor der Verwendung entrostet.

Nach der Fertigstellung der Stauwehranlage im Frühjahr 1956 wurde das alte Flußbett abgeschlossen und der Fluß durch den mittleren Teil des Wehres geleitet. Im allgemeinen lag die Überfallschwelle auf +9 m NN. Der Flußwasserstand betrug bei NNW +7,5 m NN. Für den mittleren Teil von vier Wehröffnungen war die Schwelle zwischenzeitlich für den Durchfluß des Niedrigwassers auf +5 m NN gelegt worden. Der Erddamm wurde vorerst zwischen Fangedämmen gebaut, die bis zur Höhe +10 m NN errichtet wurden. Zwischen den Fangedämmen wurde dann in einzelnen Abschnitten ausgepumpt, verfüllt und mit Schaffusswalzen verdichtet. Wenn der Erddamm geni hoch geschüttet war, daß das steigende Wasser ihn nicht gefährden konnte, wurde die niedrige Wehrschwelle im Sc großer vorgebrachter Träger ebenfalls auf +9 m NN geb Ein kleines Krafthaus mit einer 400 kW-Francisturbine v am linken Ufer für die Bedienung der Segmentwehre und bzw. Schützen der Schleuse erbaut.

Eine Belegschaft von im Mittel 2500 Männern und F war dauernd in Tag und Nachtschichten auf der Baustell schäftigt. Die meisten waren Eingeborene, die Handwerke gegen vorwiegend Chinesen. Die Frauen arbeiteten Sei Seite mit den Männern und zwar manchmal unter den härt Bedingungen, z. B. bei Erdarbeiten dort, wo die Bagge Massen nicht beseitigen konnten. Ein großes Arbeitslager v seitlich der Baustelle wie üblich auf Pfählen errichtet. Ein kraftwerk mit einer 1000 kW-Dieselmaschine versorgte das mit Strom. Man ist jetzt dabei, die vielen Zuleitungskanä den Bewässerungsgebieten weiter auszubauen.

[Nach „Construction of the Chainat Barrage in Thail The Engineer 203 (1957) S. 448]

Dr.-Ing. Fritz Orth, Ber

Buchbesprechungen

DK 624.1 : 061.3.053.52 (43-2.2) „1956“

Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau e. V.: **Vorträge der Baugrundtagung 1956 in Köln** gehalten am 7. und 8. Juni. Hamburg 1957, Vertrieb durch den Verlag W. Ernst & Sohn, Berlin. 298 S. 8° mit zahlreichen Abbildungen. Brosch. DM 18,—.

Im Gegensatz zu manchen ausländischen Gesellschaften für Erd- und Grundbau, die ebenfalls der Internationalen Gesellschaft angehören und sich bei ihren Tagungen unter Beschränkung auf die eigentlichen Fachleute spezieller mit Gegenständen der bodenmechanischen Forschung befassen, strebt die deutsche Zweiggesellschaft es an, einen möglichst großen Kreis von Bauschaffenden anzusprechen. So wurde die Tagung in Köln von über 800 Teilnehmern besucht. Unter diesem Gesichtspunkt muß auch die Themenwahl des vorliegenden Bandes verstanden werden, die vorwiegend mit Bauvorhaben im Tagungsgebiet und überhaupt mit dem Grundbau zu tun hat, weniger aber mit bodenmechanischen Problemen im engeren Sinne. Hiermit befassen sich nur Ausführungen über zwei neue französische Feldgeräte (Parez), den Stand der geophysikalischen Baugrundforschung (Homilius), Bodenmechanik und Geologie (Siedek) und Durchlässigkeitsversuche mit Steingeröll (Leussink). Das Grundwasser wird zweimal behandelt: Vorausberechnung von Grundwasserabsenkungen (Rappert) und Grundwasserfragen im Erftgebiet (Kiel). Die Nähe des Steinkohlenbergbaues drückt sich in Ausführungen über die Gebirgsmechanik (Mohr) aus. Mit der Braunkohle beschäftigt sich ein Vortrag über einen Großtagebau (Gärtner) und den für die Entwässerung der Tieftagebauten geschaffenen Kölner Randkanal (Briske). An erd- und grundbaulichen Themen finden sich Beschreibungen der Aufschlitzung des Königsdorfer Tunnels (Wöckel), der Asphaltanwendung im Damm- und Deichbau (Nijboer), die Entwürfe für den Assuan-Damm (Prüß), die Gründung von Hochspannungsmasten (Mors) und das Abteufen von Brunnen mit thixotropem Mantel (Jörger).

Entsprechend der Zielsetzung der Gesellschaft wird der Inhalt des vorliegenden Bandes für zahlreiche Leser Anregungen bringen, auch wenn sie keine Bodenmechaniker sind, und sie über manche Bauvorhaben unterrichten, über die sie in den Fachzeitschriften noch nicht oder nicht so ausführlich informiert wurden. Wie die vorhergehenden Ausgaben enthält auch die Sammlung der Kölner Vorträge viel wertvolles Material, das zudem in Text und Abbildungen trotz des Photodruckverfahrens sehr sauber wiedergegeben ist. E. Schultze, Aachen

DK 693.5 : 69.009 + 691.32 : 620.1 (023) = 3

Leitsätze für die Bauüberwachung im Beton- und Stahlbetonbau. Herausgeber: Deutscher Beton-Verein E. V. in Zusammenarbeit mit Dr.-Ing. E. h. Dr.-Ing. W. **Nakonz.** 10. Aufl. 1957, 156 S., Gr. DIN A 5, mit 94 Abb. Geheftet 6,— DM. Für Nichtmitglieder zu beziehen durch den Buchhandel.

Seit der ersten Herausgabe vor 30 Jahren sind die Leitsätze nunmehr in erweiterter 10. Auflage erschienen. Sie behandeln in 5 Hauptabschnitten die Bestandteile des Betons und den Betonstahl, die Bereitung und Verarbeitung des Beton Vorbereitung und das Einbringen der Bewehrung, die Pr des Betons sowie die Schalung und Rüstung. Neben de den Bestimmungen übernommenen Abschnitten enthalte eine Fülle wertvoller Erläuterungen und Hinweise als N schlag neuer betontechnologischer Erkenntnisse und un reicher Baustellenerfahrungen. Neu aufgenommen sind Hinweise auf die zerstörungsfreie Prüfung der Betonfest durch Kugelschlagversuche. Die zahlreichen Abbildungen s eine wertvolle Ergänzung des Textes dar.

Das Büchlein gehört zum Rüstzeug des Baustellenpers Es sollte auf keiner Betonbaustelle fehlen, damit die niedergelegten Grundsätze und Erfahrungen bald Allge gut aller Bauausführenden werden. G. Knittel, Hanno

DK 526 : 69 (023)

Herrmann, Prof. Dr. K.: **Bautechnische Verme** 3. Aufl. 44 S., Gr. 16,5 · 24 cm, mit 91 Abb. Ha Hanseatische Verlagsanstalt GmbH. 1958. Geh. 4,8

Das Büchlein bringt ohne Formelableitungen die E der Vermessungskunde (einfache Lagemessungen, Poly tachymetrische Geländeaufnahme, Nivellement, Absteck Kurven einschl. Übergangsbogen, Kartierung, Flächen Massenberechnung) und ihre Anwendung auf baute Arbeiten. Dieser dritten Auflage sind bereits zwei als skriptdrucke im Selbstverlag des Verfassers erschienene Studienbehelf für die Studierenden des Staatstechnikums ruhe bestimmte — Auflagen vorausgegangen.

Die knappe, aber klare und leichtverständliche Darst enthält zahlreiche Anwendungsbeispiele und deutliche Fi Wenn der Inhalt auch nicht auf die Bewältigung komplizi Aufgaben abgestellt ist — die trigonometrischen Verfahre Vorwärts- und Rückwärtseinschneidens, die trigonome Höhenmessung auf größere Entfernungen, die barome Höhenmessung und die Photogrammetrie sind nicht erwäh so gibt er doch für die üblichen Arbeiten der Aufnahm der Bauabsteckung eine zuverlässige und empfehlenswert führung und Anleitung. Anordnung und Ausführung Druckes sind ausgezeichnet. F. Hunger, Be

DK 69.001/.009 : 624.11 (022)

Walch, Prof. Dr.-Ing. habil., O.: **Baumaschine Baueinrichtungen.** Zweiter Band: Baueinrichtu VIII, 314 S. Gr.-8°, mit 160 Abb. Berlin/Göttingen/H berg: Springer-Verlag 1957. Gzln. 40,50 DM.

Der vorliegende 2. Band von „Baumaschinen und B richtungen“ behandelt den Teil „Baueinrichtungen“ und den Einsatz von Baumaschinen auf Baustellen. Darüber erörtert der Verfasser die gesamte Planung des Bau-Vorh die Ausschreibung, den Vertrag, die Organisation der leitung unter Berücksichtigung des Aufbaues der Ba spricht über die Zweckmäßigkeit von Arbeitsgemeinschaft wie die hierfür geltenden Voraussetzungen und geht da über auf den Entwurf der Baueinrichtung. Die hierf forderlichen Vorarbeiten organisatorischer und bauliche z. B. Besichtigungen, Umleitungen von Verkehrs-Mittel sorgungs-Leitungen und Wasserläufen, Umsiedlungen, Ab

messung. Hierbei wird der Versuchsstab auf Federn gelagert und die auf die Federn wirkende Kraft aus deren Zusammendrückung gemessen. Das Schlagwerk soll mit langsamen Schlägen arbeiten. Eine Reihe von Versuchsergebnissen mit diesem Schlagwerk an Kunststoffen, Sinterwerkstoffen, Werkzeugstählen, Koks, Kohle, Schleifkörpern und Beton sind mitgeteilt. In diesem Zusammenhang wäre eine Erläuterung der Grenzen für die Anwendung des Schlagwerks zu empfehlen. Falls die Härte eines Schlages, abhängig von dem Werkstoff und der Schlaggeschwindigkeit, steigt, wird die Schlagdauer sehr gering, und dann ist die am Auflager eines Stabes gemessene Kraft keineswegs identisch mit der Kraft an der Stoßstelle. Solange keine genauere Prüfung der bei dem Schlagwerk vorliegenden Verhältnisse vorliegt, wäre mindestens ein Hinweis darauf erwünscht. Grundsätzlich ist das Bestreben, beim Schlagversuch außer der Energie die Kraft zu messen, zu begrüßen.

Der letzte Teil bringt eine Reihe vorwiegend gedanklicher Überlegungen über meßtechnische Fragen, Probeeinflüsse und Zähigkeit und Sprödigkeit. Im ganzen stellt die Schrift eine begrüßenswerte Bereicherung des Schrifttums über Einzelfragen der Werkstoffprüfung dar. Rühl.

DK 532.543 : 627.13 (023)

Schmidt, M.: **Gerinnehydraulik.** 241 S., Gr. DIN A 5, mit 159 Abb. u. 15 Tafeln. Wiesbaden/Berlin: Bauverlag GmbH. 1957. Brosch. 27,— DM, Kunstleder geb. 30,— DM.

In der deutschen Fachliteratur fehlte bisher eine für den ausübenden Ingenieur geeignete Zusammenfassung der für offene Gerinne maßgebenden Strömungsgesetze und Erfahrungswerte. Diese Lücke schließt das vorliegende Buch, das eine gute Übersicht der wichtigsten stationären Strömungsvorgänge in offenen Gerinnen bietet.

Nach einer allgemeinen Einführung werden die Reibungsverluste sowie die verschiedenen Strömungserscheinungen in prismatischen Gerinnen behandelt, wobei auch die W bildungen bei schießenden Strömungen Berücksichtigung Sehr eingehend ist das Überfall- und Ausflußproblem beh auch für den unvollkommenen Überfall wird ein auf Erfah werten aufgebautes Berechnungsverfahren angegeben. Na letzten Abschnitten über Heberüberfälle und Tosbecken fo ausführliches Literaturverzeichnis.

Dem Verfasser ist es gelungen, die theoretischen Grun in unbedingt notwendigem Ausmaß leicht verständlich stellen und die wichtigsten Versuchsergebnisse und Erfah werte zu vermitteln. Der projektierende Ingenieur wir leicht eine Behandlung der Gerinneeinläufe und der Schußrinnen sowie Angaben über die bei den üblichen wehren in geöffnetem Zustand zu erwartenden Übe beiwerte vermissen.

Sonst läßt die vorliegende Gerinnehydraulik kaum Wunsch offen und kann sowohl dem Ingenieur wie de gehenden Hydrauliker bestens empfohlen werden.

H. Lauffer, Innsbr

Neuerscheinungen

Frank, Dr.-Ing. O.: **Grundlagen der Ordnungstechnik.** gänzte Auflage (Handb. d. Klassifikation, Heft 3). 116 S., G mit 54 Abb. Stuttgart: Dorotheen-Verlag, 1957. Brosch. 6,5

Alferjew, Prof. Dr. M. J.: **Hydromechanik.** 226 S., Gr. DIN 23 cm, mit 152 Abb. Leipzig: B. G. Teubner, 1958. Geb. 11,3

Werkmeister, P., und W. **Grossmann: Vermessungsl** I. Stückvermessung und Nivellieren. (Sammlg. Göschen B 10. völlig neubearbeitete Auflage. 143 S., Gr. 10,5 × 15,5 c 117 Abb. Berlin: Walter de Gruyter u. Co., 1958. Brosch. 2,4

Zeichnungsarchivierung auf Mikrofilm. Technische Richt Herausgegeben vom Ausschuß für wirtschaftliche Verw (AWV), AWV-Schriftenreihe Nr. 147. 24 S., Gr. DIN A 5. Stu Dorotheen-Verlag 1958. Brosch. 2,80 DM.

Verschiedenes

Professor Dr. nat. Dr.-Ing. E. h. Schocklitsch 70 Jahre

Professor Dr. nat. Dr.-Ing. E. h. Armin Schocklitsch, z. Z. Ordinarius für Wasserbau an der Cuyo-Universität in Argentinien, beging am 23. April seinen 70. Geburtstag. Der Jubilar ist durch seine wasserbaulichen Schriften und Veröffentlichungen, die z. T. in drei Weltsprachen übersetzt wurden, weit über die Grenzen des deutschen Sprachgebietes hinaus bekannt und geschätzt.

Nach mehrjähriger Tätigkeit an der früheren deutschen Technischen Hochschule in Brünn wurde er vor 20 Jahren als Ordinarius für Wasserbau an die Technische Hochschule in Graz berufen, die er auch durch 2 Jahre als Rektor der Hochschule leitete.

Seine besondere Liebe galt dem Versuchswesen im Wasserbau- und Grundbaulaboratorium, in dem er bahnbrechende Arbeit leistete und auch der Praxis des Wasserbaues, vor allem in Österreich, wertvolle Hinweise geben konnte. Seine Hauptwerke „Der Wasserbau" (zwei Bände), „Der Grundbau" und „Kostenermittlung im Wasserbau" sind in deutscher, englischer und spanischer Sprache erschienen und dienen insbesondere in der Neuen Welt, sowohl in Nord- wie in Südamerika, als Vademekum für Studierende, Fachleute und Wissenschaftler. Die beiden erstgenannten Werke sind im Jahre 1952/53 in völlig neuer Auflage und Überarbeitung erschienen und werden z. Z. von dem Gelehrten selbst auch in spanischer Sprache neu herausgegeben.

Nach dem Ende des Krieges wurde Professor Schocklitsch an die Argentinische National-Universität in Tucuman, später an die Cuyo-Universität in San Juan berufen; er wirkt dort seit 9 Jahren als Ordinarius für Wasserbau und hat auch in Argentinien Grundlagen für das wasserbauliche Versuchswesen geschaffen.

Wir wünschen dem Gelehrten noch einen reichen und erfüllten Lebensabend und lange Gesundheit. Küper, Münster.

Regierungsbaudirektor Dipl.-Ing. Ulrich Seetzen im Ruhestand

Regierungsbaudirektor Seetzen bei der Niedersächsischen Straßenbaudirektion in Hannover beging am 21. März 1958 seinen 65. Geburtstag und wurde mit Wirkung vom 1. April 1958 in den Ruhestand versetzt.

Er begann nach Abschluß der Reifeprüfung im Jahre 1913 das Studium des Bauingenieurwesens an der Technischen Hochschule Hannover, das er durch Teilnahme am 1. Wel unterbrechen mußte. Anschließend setzte er das Studiu und schloß es im Jahre 1920 mit der Diplomprüfung ab. berufliche Tätigkeit begann er bei der Bauindustrie, v er im Jahre 1927 in die Städtische Bauverwaltung we bei der er bald zum Städt. Oberbaurat ernannt wurde 2. Weltkrieg nahm er wiederum teil, bis er im Jahre 1 Oberbaurat bei der Obersten Straßenbaubehörde des da Reichsgaues Danzig/Westpreußen eingesetzt wurde. 1945 er heimatvertrieben in seine Hochschulstadt Hannover wo er schon am 25. Juni 1945 vor große Aufgaben wurde. Er wurde als Brückenreferent der Niedersäch Straßenbaudirektion eingesetzt und mit dem Wiederaufb kriegszerstörten Straßenbrücken, etwa 500 an der Zahl, tragt. Bevor er diese mit Umsicht und Tatkraft betriebene gabe vollenden konnte, hatte er sich mit den Brückenl für den Weiterbau der Bundesautobahnen und dem zeitge Ausbau der Bundesfernstraßen und Landstraßen zu be Bei seiner Mitarbeit an der Aufstellung und Beratung technischer Richtlinien und Normblätter stellte er seine u reichen Erfahrungen bereitwillig zur Verfügung. Es wünschen, daß er dazu auch noch im Ruhestand weiterhi legenheit hat.

Durch sein Können und seine Tatkraft hat er sich die tung und Anerkennung seiner Berufskollegen bei Behörde Industrie erworben. Durch seine äußerst sachliche, ruhig echt freundliche Art genießt er allgemein eine große schätzung. In seiner geistigen Regsamkeit und körper Frische wird er sicherlich noch manches Bemerkenswert seiner Tätigkeit veröffentlichen, wozu ihm bisher die Zeit Alle Bauingenieure, die ihn kennen, wünschen ihm für weiteren Lebensjahre das Beste.

Klingenberg, B

Berufungen an die Technische Hochschule Stut

Herr Dr.-Ing. Friedrich Wilhelm Bornscheuer wur Professor an den Lehrstuhl für Baustatik und höhere El tätslehre berufen. Er war zuletzt Obering. und Abteilung bei der Firma Seibert, Saarbrücken.

Herr Dr.-Ing. Fritz Leonhardt wurde als Profess den Lehrstuhl für Massivbau (Stahlbeton und Spannbeto rufen. Er ist Inhaber des Ingenieur-Büros Leonhardt-An Stuttgart.

Im Anzeigenteil vertretene Firmen

Seite des Anzeigenteils

anz Versicherungs-A.G., München 22 15

beitskreis Versorgungswerke freier Berufe, Frankfurt a. M. 16

SF Badische Anilin- und Sodafabrik, Ludwigshafen/Rhein 7

utenschutz Deitermann, Datteln 15

yerische Reißzeugfabrik AG., Nürnberg 13

mag AG., Duisburg ..... II. Umschlagseite

nglerwerke AG., Zweibrücken 3

ankipfahl Bauges. m. b. H., Düsseldorf ..... Beilage

sellschaft für Linde's Eismaschinen A. G., Sürth bei Köln 12

thaer Lebensversicherung a. G., Göttingen ..... Beilage

mmelrath & Schwenzer, Pumpenfabrik KG., Düsseldorf 16

uenschild, Hans, Hamburg-Wandsbek 16

lzmann, Philipp, AG., Frankfurt a. M. 2

le, F. u. A., o. H. G., Rastatt-Hügelsheim 16

ipp, Fried., Maschinen- und Stahlbau, Rheinhausen/Niederrhein 6

ichhammer, Maschinenbau und Stahlbau GmbH., Düsseldorf-Benrath 1

hler, Paul, Bautenschutzchemie, Stuttgart-N III. Umschlagseite

enz Bau GmbH., Iserlohn/Westf. 10

N, Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg AG., Nürnberg ..... Titelseite

likon Elektrodenfabrik Eisenberg GmbH., Eisenberg/Pfalz 5

ana Bautenschutz GmbH., Bochum-Gerthe 12

roth & Co., Dr.-Ing., Tiefbauunternehmung, Krefeld 16

er, Ludwig, K. G., Augsburg 13

enix-Rheinrohr AG., Düsseldorf .... IV. Umschlagseite

(Fortsetzung nächste Seite)

Seite d
Anzeigen

Schüchtermann & Kremer-Baum AG., Dortmund .....

Stahlbau Lavis, Offenbach a. M. .....

Stahl- und Walzwerke AG., Neuwied-Rhein .....

Stetter, Georg, Baumaschinenfabrik, Memmingen .....

Trasswerke Meurin, Andernach am Rhein .....

Union Ölfeuerung GmbH., München .... III. Umschlags

Voith, J. M., St. Pölten/Österreich .....

Waagner-Biró AG., Wien V/Österreich .....

Wacker, Gebr., KG., München 13 .....

Wahlefeld; Gebr., Stahlbau, Krefeld-Linn .....

Wayss & Freytag AG., Frankfurt a. M. .....

Wunnersche Bitumenwerke GmbH., Unna .....

Beilagenhinweis:

Diesem Heft liegt je ein Prospekt der Firmen Fra
pfahl Bauges. m. b. H., Düsseldorf, und Gothaer Leb
versicherung A. G., Göttingen, bei.

Maschinen für
ASBESTZEMENTPLATTEN u. ROHRERZEUGUNG

ALLE MASCHINEN ZUR NASS- ODER TROKKENAUFBEREITUNG VON ASBEST-ZEMENT / ASBESTSILOS / ZWEISIEB- UND DREISIEB-ZYLINDER-PLATTENMASCHINEN / PLATTENSTRASSEN FÜR EBENE UND GEWELLTE PLATTEN, KOMBINIERT, AUTOMATISCH ODER HALBAUTOMATISCH / ENTSTAPELUNGSANLAGEN MIT REINIGUNGS- UND EINÖLMASCHINEN / ROHRWICKELMASCHINEN FÜR HOCH- UND NIEDERDRUCKROHRE BIS 5 m LÄNGE UND 1060 mm LI. W. / SPEZIAL-ROHRDREHMASCHINEN / SPEZIAL-MUFFENDREHMASCHINEN / ROHRTRENNSCHNEIDEMASCHINEN / ROHRPRÜFPRESSEN / MUFFENPRÜFPRESSEN / FORMIERKALANDER (FÜR MUFFENROHRE) / MANDRIL-AUSZIEHMASCHINEN / AUTOKLAVEN FÜR ASBESTZEMENT-ABBINDUNG SOWIE DIVERSE AGGREGATE UND ZUBEHÖR.

J.M. VOITH ÖSTERREICH

ST. PÖLTEN, POSTFACH 168 — TEL. 25 01 — FS. 01 2148 — DRAHTWORT VOITHWERK ST. PÖLTEN

SM 696

Westl. Leitwand der Fähranlage II Großenbrode

Gemeinschaftsarbeit.

WAYSS & FREYTAG
Aktiengesellschaft
FRANKFURT A. M.

NIEDERLASSUNGEN:
Augsburg - Berlin - Bremen - Düsseldorf - Essen
Frankfurt a. M. - Hamburg - Hannover - Karlsruhe
Kassel - Kiel - Köln - Mannheim - München
Neustadt/Weinstr. - Nürnberg - Stuttgart - Trier

HOCH- UND TIEFBAU
SPANNBETON
DRUCKLUFTGRÜNDUNGEN

Linde
DRUCKLUFT-WERKZEUGE
FÜR BAUARBEITEN

NIETKOPF-ABSCHERHÄMMER
AUFREISSHÄMMER
SPATENHÄMMER
BETON-STAMPFER
DRUCKLUFTSCHLÄUCHE
UND ARMATUREN
GESELLSCHAFT FÜR LINDE'S EISMASCHINEN
AKTIENGESELLSCHAFT
ZWEIGNIEDERLASSUNG MASCHINENFABRIK SÜRTH
SÜRTH/RHEIN

MURASIT-LP
Mischöl, wassereinsparend
luftporenbildend, plastifizierend
MURASIT-WE
Betonverflüssiger
festigkeitssteigernd
FLURESIT
Dichtungsmittel
schafft trockene Räume
BETOSIT
Schutzanstrich für frischen Beton
gegen zu schnelles Verdunsten
ORTOLAN
hochkonzentriertes
Entschalungsmittel
ORGANAPLAST
gummielastischer Werkstoff
für fugenlose Abdichtungen
Organa-Bautenschutz, Bochum-Gerthe
Gebr. Mayer, chem. Fabrik, Eßlingen/N

Umschau

110 Jahre Maschinenfabrik Gebr. Wacker

Die Maschinenfabrik *Gebrüder Wacker KG.* in Mün kann in diesen Tagen auf ein 110jähriges Bestehen zu blicken.

Das Schwergewicht ihrer Produktion liegt heute in Kons tion und Bau von Verdichtungsgeräten für die Bautechnik Vibratoren aller Art, in denen die Firma mit an führe Stelle steht. Das Produktionsprogramm umfaßt in den b Werken München und Ebenhausen bei Ingolstadt H frequenz-Innenvibratoren, Vibrationsstampfer für verschie Zwecke, Vibrationsplatten für Flächenverdichtung, Vibra gleisstopfgeräte, Vibrationshämmer für Bettungsverdichtun Gleisoberbau oder Aufbrucharbeit, Normal- und Hochfreq Außenvibratoren für die Betonwarenfertigung, Gießerei allgemeine Verfahrenstechnik, einschließlich Bau der dazu rigen Elektromotoren und Aggregate.

Als Vertriebsgesellschaft fungiert die 1952 gegrü *WACKER*-Handels- und Exportgesellschaft mbH. in Mün Für Sonderaufgaben entstanden die Ingenieurgesellschaft *fortschritt m. b. H.* und in der Schweiz die Tochtergesells *Vibrotechnik AG.* Zur Belieferung des amerikanischen Konti wurde 1957 die *Wacker*-Corporation in Wisconsin/USA geg det. Die nahezu 80 Auslandsvertretungen und eigene Nie lassungen in Düsseldorf, Frankfurt, Hamburg und Hannove wie 30 Vertretungen in Deutschland bilden eine weitverzw Verkaufs- und Kundendienst-Organisation.

75 Jahre AEG

Am 19. April 1883 gründete Emil Rathenau die *„Deu Edison-Gesellschaft für angewandte Elektrizität"*, die 188 *„Allgemeine Elektricitäts-Gesellschaft"* umbenannt wurde

Mit der von der *AEG* zu ihrem 75jährigen Bestehen he gegebenen Druckschrift wird dem Leser in schlichter Form Geschichte der deutschen Elektroindustrie gegeben, in die Werden der *AEG* verwoben ist. Es ist an dieser Stelle möglich, diese hochinteressante Denkschrift voll zu würd und größere Teile aus ihrem Inhalt wiederzugeben; die fo den kurzen Daten zeigen aber schon, welche Bedeutung nun 75jährige Unternehmen für die deutsche Industrie Wirtschaft hat.

Nachdem *Werner von Siemens* 1866 die selbsterregte D momaschine erfunden hätte, gelang es 1889 Michael von D Dobrowolsky, dem Chefelektriker der *AEG*, einen brauch Drehstrommotor zu bauen, der für die weitere Entwicklun Kraftübertragung von grundlegender Bedeutung war. sich daran anschließende Entwicklung läßt sich ermessen, man liest, daß im Jahre 1957 die erste 400 000-Volt-Drehst Hochspannungsleitung zwischen Köln und Stuttgart in Be genommen wurde, eine Arbeit, die gemeinsam von den Fi *AEG, BBC* und *Siemens* geleistet wurde. 1891 waren 15 000 Volt, die durch eine 175 km lange Freileitung tragen wurden.

Von den vielen Zweigen der Stromanwendung, mit d sich die *AEG* nun befaßte, seien nur die Antriebe der Fö maschinen, Verkehrsfahrzeuge, Werkzeugmaschinen und Ar geräte für die verschiedensten Anwendungsgebiete gen Später kam der Kraftwerk- und Turbinenbau hinzu und dem ersten Weltkriege vor allem die Nachrichtentechnik, in der gemeinsam mit *Siemens* gegründeten Firma *Telefu* gepflegt wurde, die 1941 in den Alleinbesitz der *AEG* über Zahlreiche Meß-, Steuer- und Regeleinrichtungen sind entwi worden. Auch bei dem Bau der Atomkraftwerke, die weitge automatisiert sind, ist die *AEG* beteiligt.

Mit einem Kapital von 5 Millionen Mark begann Rathenau. Heute, nachdem die schweren Schäden durch Zusammenbruch und die Spaltung Deutschlands überwu sind, beträgt das Grundkapital der *AEG* mit ihren 24 Fab in Westberlin und Westdeutschland 310 Millionen DM.

Peter Behrens
50 Jahre Gestaltung in der Industrie

Unter diesem Titel brachte die *AEG* eine kleine bebil Schrift heraus, die in knapper Form das Wesentliche im L und Wirken von *Peter Behrens* behandelt. — Von Hause Graphiker, fand der Künstler bald den Weg zur Architektur

(Fortsetzung auf Se

tzung von Seite 12)

ormgestaltung. Bald sah er sich vor die Aufgabe gestellt, eblich als Architekt und Formgestalter in der Industrie mitken, wozu ihn die *AEG* verpflichtet hatte. Die Turbinenıgehalle der *AEG*, von *Peter Behrens* 1909 entworfen, war rste Schritt zu einer neuen Art des Bauens. Dieser neue irkte sich bald in der Technik aus und war Wegbereiter ie formschönen Geräte, um deren Gestaltung sich *Peter ns* bis zu seinem 1940 erfolgten Tode bemühte. — Die Druckschrift wird Interessenten von der *AEG*, Techn.-r. Abt., Berlin-Grunewald, kostenlos zur Verfügung t.

25jähriges Dienstjubiläum von Dipl.-Ing. Walter Cordes

ı 1. April 1958 konnte Herr Dipl.-Ing. *Walter Cordes*, iftsführer der 1868 von seinem Großvater gegründeten inenfabrik *Menck & Hambrock GmbH*, Hamburg-Altona, 5jähriges Dienstjubiläum feiern.

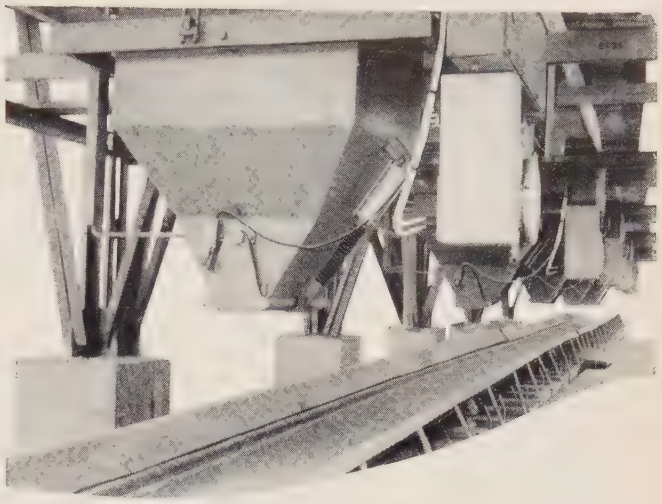
)6 in Hamburg geboren, studierte er auf der Technischen chule in Danzig und trat 1933 in die Firma ein. Bereits wurde er mit der Leitung des Verkaufsbüros Berlin beıt. Diese Tätigkeit mußte er infolge des Weltkrieges für hre 1939—1945 unterbrechen, er setzte sie dann im Ham- Werk fort, zu deren Geschäftsführer er im Jahre 1946 ıt wurde.

r Wiederaufbau der durch Kriegseinwirkung stark beıten Werke wurde von ihm mit großem Geschick und n in Angriff genommen. Seinem Weitblick und dem Verhältnis zu den Betriebsangehörigen ist es zu danken, chon in verhältnismäßig kurzer Zeit die Produktion voll anlaufen konnte. Die stürmische Entwicklung auf Baumaschinensektor, hervorgerufen durch den entstan- Nachholbedarf, stellte große Anforderungen an das die ohne fremde Hilfe zu meistern waren.

der Neugründung des *VDMA* nach dem Kriege hat Dipl.-Ing. *Walter Cordes* in der Fachgemeinschaft ınd Baustoffmaschinen mitgewirkt. Er ist heute Leiter ıchgebietes Erdbaumaschinen und Mitglied des Hauptıdes sowie Vorstandsmitglied der Bezirksgruppe Nord *DMA*. Darüber hinaus ist er noch Präsidialmitglied der hen Volkswirtschaftlichen Gesellschaft.

Handbuch zur Menck-Schürfkübelraupe

ses von Dipl.-Ing. *Hugo Cordes* herausgegebene Büch-51 S. DIN A 5, mit 34 Abb.) ist keine Bedienungsung zur Schürfkübelraupe. Es beschäftigt sich nicht mit aschine selbst, sondern mit ihrem bautechnischen tz und will allen, die noch keine genügenden Erfahrunt Schürfkübelraupen haben, nützlich sein, wozu die sehr ıliche Bebilderung im besonderen Maße beitragen

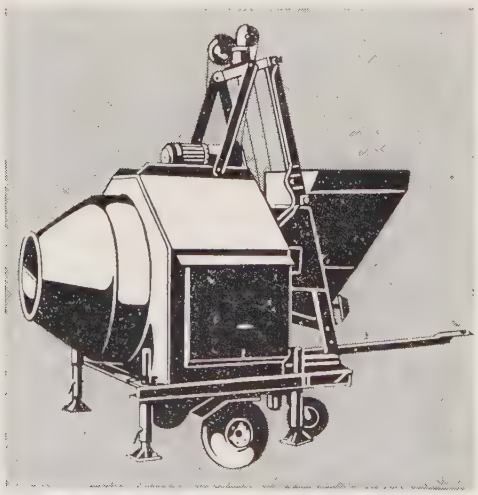


Gewichtsgenau – Wirtschaftlich – Schnell! Das sind die Vorteile, die moderne Pfister-Wiegeeinrichtungen jeder Baustelle bei der Betonherstellung bieten. Informieren Sie sich über die verschiedenen Möglichkeiten – fordern Sie unsere kostenlose und unverbindliche Broschüre!

Pfister-Waagen Augsburg
AUGSBURGER WAAGENFABRIK LUDWIG PFISTER KG

Ein guter Griff...

Auch Sie machen einen guten Griff, wenn Sie sich aus dem STETTER-Baumaschinen-Programm den Ihnen zusagenden Hochleistungs-Freifall-Betonmischer auswählen. Seine Leistungsfähigkeit und Zuverlässigkeit sind IHR Vorteil.



GEORG STETTER BAUMASCHINENFABRIK
MEMMINGEN/Allgäu

Entwurf und Berechnung von Stahlbauten

Von Dr. sc. techn., LL. D. h. c., Dr.-Ing. h. c., Dr.-In E. h. **Fritz Stüssi,** o. Professor an der Eidg. Techn schen Hochschule Zürich. In drei Bänden.

Erster Band: **Grundlagen des Stahlbaues.** Mit etwa 531 Abbildungen. Etwa 592 Seiten. (In Vorbereitung.)

Entwurf und Berechnung von Stahlbauten setz eine enge Synthese von konstruktivem Könn und theoretischem Wissen voraus. Das Buch a beitet die Grundlagen dieser Synthese heraus. stützt sich auf den Erfahrungsschatz, der de heutigen Stahlbau dank der Leistungen einer gr ßen Reihe hervorragender Stahlbauer zur Ve fügung steht, sucht aber darüber hinaus auch a eigenem Bemühen einige Elemente zur Weite entwicklung beizutragen. Dazu gehören insbesc dere Untersuchungen über das Verhalten des Ba stoffes und seiner Verbindungsmittel unter Dau beanspruchung sowie die Ausarbeitung nume scher Berechnungsmethoden zur Untersuchung im Stahlbau wichtigen Stabilitäts- und Schwingung probleme sowie besonderer Berechnungsaufgab der Festigkeitslehre. Bei der Darstellung der Ba elemente wurde versucht, die Grundsätze d baulichen Ausbildung sowohl vom Kräftesp wie auch von den Forderungen einer wirtscha lichen Ausführung her zu entwickeln. Die Anwe dung dieser Grundlagen im Stahlhochbau und Stahlbrückenbau soll in zwei weiteren Bänd dargestellt werden.

SPRINGER-VERLAG

BERLIN · GÖTTINGEN · HEIDELBER

BAUTENSCHUTZ
DEITERMANN
CHEMISCHE WERKE · DATTELN · RUF. 2187
Verkaufsbüros u. Fabriklager in allen Teilen Deutschlands

CERINOL
Beton- u. Mörteldichtungsmittel

RELAX
Schalöl

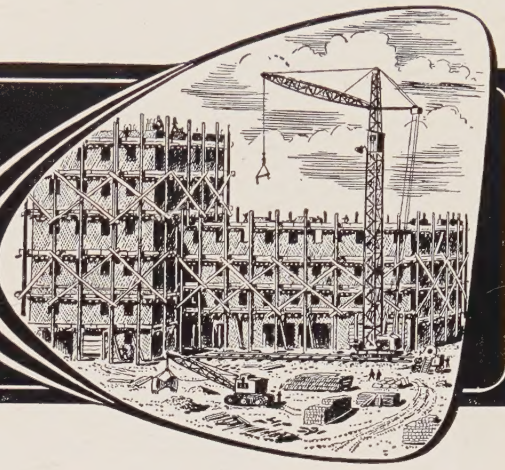
CERINOL-BV
Betonverflüssiger

EUROLAN
Schutz- und Isolieranstrich

PLASTIKOL
Dachschutz und Isoliermasse

CERINOL-AEA
Mischöl zur Verbesserung von Mörtel und Beton

BAUWESEN-VERSICHERUNG
EIN UNENTBEHRLICHER
SCHUTZ
IN DER BAUWIRTSCHAFT
ALLIANZ VERSICHERUNGS-AG

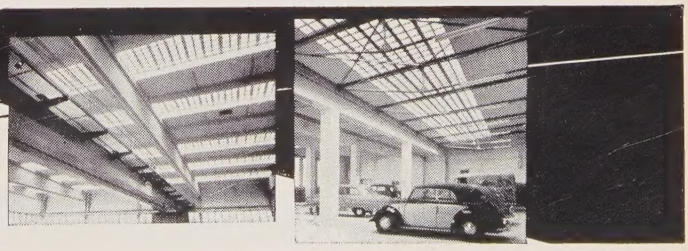


MEURIN
Trass im Beton
rhöht: Verarbeitbarkeit, Festigkeit, Dichtigkeit, Widerstandsfähigkeit gegen aggressive Gase und Wässer
ermindert: Wasserzusatz, Schwindung, Abbindewärme, Bindemittelkosten.
Trasswerke MEURIN Betr.-GmbH.
ANDERNACH / RHEIN
Trass — Bimsbaustoffe — Schaumlava

Streckmetall
für Gitter und Beläge
für Bauzwecke
als Putzträger und Betoneinlage

SCHÜCHTERMANN & KREMER-BAUM
Aktiengesellschaft für Aufbereitung
DORTMUND · Telefon Sa.-Nr. 30651

Mehr Licht
durch Rasselsteiner Glasstahlbetondielen
Bimsbausteinwerk Rasselstein
r Stahl- und Walzwerke Rasselstein / Andernach AG · Neuwied



STELLENANGEBOTE

Bei der Stadt Duisburg – Ortsklasse S – **sind folgende Stellen zu besetzen:**

a) **beim Bauordnungsamt die Stelle**

eines Diplom-Ingenieurs

(Fachrichtung Hochbau)

Bewerber müssen in der Lage sein, Bauherren und Architekten in der Gestaltung ihrer Bauobjekte zu beraten. Künstlerische Befähigung und gutes zeichnerisches Darstellungsvermögen sind deshalb Voraussetzung. Kenntnisse im Baurecht sind erwünscht.

Vergütung nach TO.A II.

KENNZIFFER 271.

b) **beim Straßenbauamt**

2 Bauingenieurstellen

(Fachrichtung Tiefbau)

und zwar je eine zum 1. 7. 1958 und zum 1. 11. 1958.

Bewerber müssen abgeschlossene Fachschulbildung, besondere Kenntnisse auf dem Gebiete des Straßenbaues sowie Erfahrung in der Projektbearbeitung und Bauleitung nachweisen.

Vergütung nach IV/Va TO.A.

KENNZIFFER 272.

Bewerbungen mit handgeschriebenem Lebenslauf, Lichtbild, beglaubigten Zeugnisabschriften und für die Bewerber zu a) mit einigen selbstgefertigten Handskizzen sind bis spätestens 14 Tage nach Veröffentlichung **unter Angabe der Kennziffer an das Personalamt der Stadt Duisburg** zu richten.

Einmal gebrauchte, sehr gut erhaltene

Stahlspundwände

in den Fabrikaten **„Dortmunder - Union 3"** und **„Hoesch 3"** in den Längen von 3 bis 8 m laufend und preisgünstig abzugeben.

F. & A. JEHLE oHG., Rastatt - Hügelsheim/Baden
Fernsprecher: Iffezheim 277

Verschiedenes

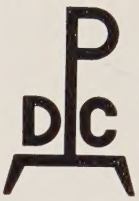
Hobby und Nebenverdienst

zugleich

bieten wir Architekten, Bauingenieuren und Beamten i. R. durch seriöse Mitarbeit. (Keine Vertretung, kein Verkauf oder dgl.) Interessenten erfahren Näheres unter NP 40405 über CARL GABLER WERBEGES. MBH Nürnberg, Königstr. 85/87.

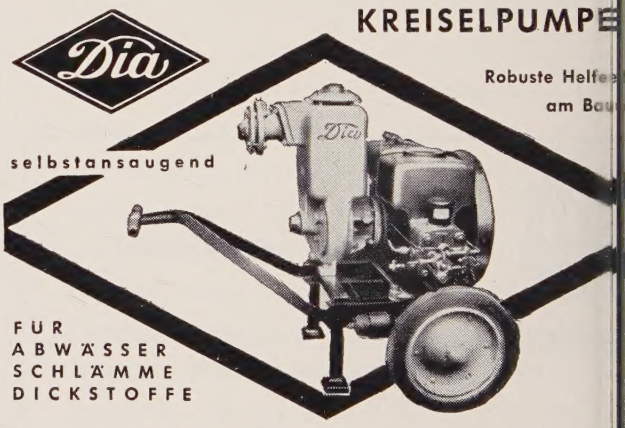
Vielleicht hat Ihr Bekannter auch Interesse!

Schwierige Grundbauten

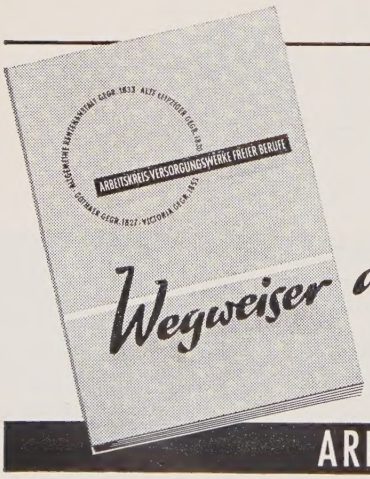


Druckluftgründungen
Pfahlgründungen
Baugrund-Untersuchungen

Dr.-Ing. **PAPROTH & CO.**
Krefeld — Berlin — Winsen-L.



HAMMELRATH & SCHWENZ
PUMPENFABRIK KG. Abt. A DÜSSELD



Kennen Sie schon diese Schrift

Eine der vier nachfolgenden Gesellschaften liefert sie Ihnen kosten

ALLGEMEINE RENTENANSTALT
Stuttgart-S, Tübinger Straße 28

ALTE LEIPZIGER Lebensversicherungsgesellschaft
Frankfurt a. M., Bockenheimer Landstraße 42

GOTHAER Lebensversicherung a. G.
Göttingen, Gothaer Platz 8

VICTORIA Lebensversicherungs-Aktien-Gesellschaft
Berlin SW 68, Lindenstraße 20-25
Düsseldorf, Bahnstraße 2

ARBEITSKREIS VERSORGUNGSWERKE FREIER BERUFE

UNION
Thyssen
ÖLBRENNER
ÖLFEUERUNG GMBH

Die Kunst der Monteure — ist das Geheimnis der einwandfreien Funktion mancher Ölfeuerungs-Anlage.
Weil gute Monteure rar und Erfahrungen teuer sind, wurden Thyssen-Ölbrenner so konstruiert, daß keine besonderen Montage-Erfahrungen und keine speziellen Montagemittel (z. B. Zündmuffeln) erforderlich werden, um einen sicheren und wirtschaftlichen Ölfeuerungsbetrieb zu erreichen.
Thyssen-Ölbrenner haben eine völlig freibrennende, regulierfähige Flamme, die keinen Stabilisator verlangt und dadurch Installation auch bei knappen Einbaumaßen ermöglicht.

VERKAUF, MONTAGE UND SERVICE
durch eigene Verkaufsstellen in:

HAMBURG
HANNOVER
BERLIN
BRAUNSCHWEIG
DÜSSELDORF
KÖLN
FRANKFURT
NÜRNBERG - FÜRTH
STUTTGART
AUGSBURG
MÜNCHEN
STRAUBING (Nbd.)
REICHENHALL

und zahlreiche Vertragslieferer an allen wichtigen Orten.

NION-ÖLFEUERUNG GMBH
AUPTSITZ MÜNCHEN 8, WOFERLSTR. 5
TELEFON 448225/26, FS 052-2719

ICOSIT
PALESIT
TOPOL

KORROSIONSSCHUTZ

für alle Objekte des Stahl-Wasserbaus besonders für

SCHLEUSEN
WEHRE
SPUNDWÄNDE

erfordert große Erfahrung und bewährtes Material.

Unsere, auf der Basis von Steinkohlenteerpech, Bitumen und Chlorkautschuk aufgebauten

SCHUTZANSTRICHE

erfüllen diese Forderungen in gleicher Weise wie unsere langjährigen Erfahrungen auf diesem Spezialgebiet.

LECHLER
BAUTENSCHUTZCHEMIE

Wir helfen Ihnen gerne bei der Lösung Ihrer Anstrichprobleme.
Druckschriften stehen zu Ihrer Verfügung.

21-10-1/33

FIRMA PAUL LECHLER STUTTGART
UND GELSENKIRCHEN/BUER

Für den Textteil verantwortlich: Professor Dr.-Ing. K. Sattler, Berlin; für den Anzeigenteil: Günter Holtz, Berlin W 35
Druck: Deutsche Zentraldruckerei A. G., Berlin SW 61, Reg.-Nr. 115 — Springer-Verlag/Berlin·Göttingen·Heidelberg. — Printed in Germany

Leicht, widerstandsfähig und schnell montierbar, ist das Stahlrohr das geeignete Element für kühne und formschöne Konstruktionen. Es erfüllt alle Anforderungen des Architekten und Baumeisters an technische und wirtschaftliche Eigenschaften. Die statischen Vorzüge des Rohres ergeben eine beträchtliche Einsparung an Material und Kosten für Transport und Aufbau; der runde Querschnitt macht es weitgehend korrosionssicher und verringert den Aufwand für Anstrich und Erhaltung. Unsere Spezialisten schweißen alle Rohr-Konstruktionen aufbaufertig in unserem Werk. Wir beraten Sie gern.

PHOENIX-RHEINROHR AG

VEREINIGTE HÜTTEN- UND RÖHRENWERKE DÜSSELDORF